



Office



Research



Farming



International

농업기반시설 정밀안전진단 평가기준 및 기법개선 연구(최종) - 2과제 -

The Improvement of Assessment Criteria and
Techniques of Safety Inspection for Agricultural Infrastructures(Final)



농림축산식품부



한국농어촌공사

**저수지(댐) 부대시설물
내진성능평가 및 향상기법 정립
- 2과제 -**

Ministry of Environment, Plant and Fisheries
Quarantine and Inspection Agency

목 차

| | |
|---|------------|
| 제1장 서론 | 1 |
| 1.1 연구 배경 및 목적 | 3 |
| 1.1.1 연구 배경 | 3 |
| 1.1.2 연구 목적 | 5 |
| 1.2 연구 범위 및 절차 | 5 |
| 1.2.1 연구 범위 | 5 |
| 1.2.2 연구 절차 | 6 |
| | |
| 제2장 저수지(댐) 부대시설물 내진설계, 성능평가, 보강 자료 조사 분석 | 7 |
| 2.1 국외 동향 | 10 |
| 2.1.1 도쿄도 수도국 내진설계 Guideline(2013) | 10 |
| 2.1.2 일본 수도시설 내진공법 지침·해설(2009) | 18 |
| 2.1.3 대규모지진에 대한 댐 내진성능조사 지침(2005) | 105 |
| 2.1.4 Gravity Dam Design(2001) | 105 |
| 2.1.5 Seismic Guidelines for Water Pipelines(2005) | 105 |
| 2.1.6 Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines(2012) | 106 |
| 2.2 국내 동향 | 107 |
| 2.2.1 기존 시설물 내진성능평가 및 향상요령 | 107 |
| 2.2.2 상수도시설 내진성능평가요령 개선 연구 | 110 |
| | |
| 제3장 저수지(댐) 부대시설물의 내진설계 기법 정립 | 115 |
| 3.1 취수탑 | 117 |
| 3.1.1 시설물의 특성 | 117 |
| 3.1.2 취수탑 관련 내진설계기준 | 118 |
| 3.1.3 취수탑 내진설계 예제 | 152 |
| 3.1.4 고찰 | 166 |

| | |
|--------------------------------|------------|
| 3.2 취수터널 | 168 |
| 3.2.1 설계 사례 | 168 |
| 3.2.2 취수터널 내진설계 검토 결과 | 208 |
| 3.3 여수토·방수로 | 209 |
| 3.3.1 U형 수로암거 설계 사례 | 209 |
| 3.3.2 여수토·방수로 내진설계 검토 결과 | 245 |
| 제4장 저수지(댐) 부대시설물의 | |
| 내진성능 평가기법 정립 및 평가예제 | 247 |
| 4.1 취수탑의 내진성능평가 | 250 |
| 4.1.1 일반사항 | 250 |
| 4.1.2 원형단면을 갖는 취수탑 | 251 |
| 4.2 유지관리교의 내진성능평가 | 287 |
| 4.2.1 일반사항 | 287 |
| 4.2.2 유지관리교 | 287 |
| 4.3 취수 터널의 내진성능평가 | 339 |
| 4.3.1 기본 방향 | 339 |
| 4.3.2 내진성능 평가기법 정립 | 339 |
| 4.3.3 내진성능 평가예제 | 340 |
| 4.4 여수토·방수로 | 354 |
| 4.4.1 기본 방향 | 354 |
| 4.4.2 내진성능 평가기법 정립 | 355 |
| 4.4.3 내진성능 평가예제 : U형 콘크리트 수로암거 | 356 |
| 4.4.4 내진성능 평가예제 : L형 옹벽 | 366 |

| | | |
|-------|-----------------------------------|-----|
| 제5장 | 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 향상기법 정립 ----- | 375 |
| 5.1 | 취수터널 및 여수로의 내진성능 향상기법 정립 ----- | 377 |
| 5.2 | 취수탑의 내진성능 향상기법 정립 ----- | 382 |
| 5.2.1 | 취수탑의 내진성능평가 및 보강 관련 국내·외 동향 ----- | 382 |
| 5.2.2 | 취수탑의 내진성능 평가기법 ----- | 385 |
| 5.2.3 | 취수탑의 내진성능 향상기법 ----- | 387 |
| 제6장 | 결론 및 고찰 ----- | 425 |
| 참고문헌 | ----- | 431 |

표 차례

| | |
|---|-----|
| (표 2.1.2-1) 시설물별 내진진단 등 참고자료 | 34 |
| (표 2.1.2-2) 기존 자료의 사례 | 39 |
| (표 2.1.2-3) 매설관로의 현상조사 일람표 | 41 |
| (표 2.1.2-4) 콘크리트 구조물의 현상조사 항목과 활용 | 43 |
| (표 2.1.2-5) 과거 수도시설 피해의 특징 | 48 |
| (표 2.1.2-6) 선상구조물의 주된 내진보강 | 64 |
| (표 2.1.2-7) 지장구조물의 주된 내진보강 | 65 |
| (표 2.1.2-8) 수관교·수로교의 주된 내진보강 | 66 |
| (표 3.1.2-1) 지진구역 구분 | 120 |
| (표 3.1.2-2) 지진구역계수(재현주기 500년에 해당) | 121 |
| (표 3.1.2-3) 위험도계수 | 121 |
| (표 3.1.2-4) 댐의 내진등급별 설계지진 | 122 |
| (표 3.1.2-5) 기초지반 분류에 따른 지반계수 | 122 |
| (표 3.1.2-6) 댐의 내진등급과 설계지진 | 129 |
| (표 3.1.2-7) 내진등급별 시설분류 | 133 |
| (표 3.1.2-8) 위험도계수 | 136 |
| (표 3.1.2-9) 지반의 분류 | 136 |
| (표 3.1.2-10) 감쇠보정계수 | 139 |
| (표 3.1.2-11) 지진계수 C_a | 139 |
| (표 3.1.2-12) 지진계수 C_v | 139 |
| (표 3.1.2-13) 성능수준별 내진등급에 따른 평균재현주기 | 146 |
| (표 3.1.2-14) 위험도계수 | 146 |
| (표 4.1.2-1) 구조물 높이에 따라 분배된 수평지진력, F_x | 256 |
| (표 4.1.2-2) 수심방향 동수압 분포 | 257 |
| (표 4.1.2-3) 단면력 산정 | 258 |
| (표 4.1.2-4) 벽체 하단의 철근상세 | 260 |
| (표 4.1.2-5) 구조물의 고유주기 | 265 |
| (표 4.1.2-6) 단면력 산정 | 267 |
| (표 4.1.2-7) 지진시 외부 유체에 의한 부가질량 | 275 |
| (표 4.1.2-8) 지진시 내부 유체에 의한 부가질량 | 276 |

| | |
|--|-----|
| (표 4.1.2-9) 구조물의 고유주기 | 277 |
| (표 4.1.2-10) 단면력 산정 | 280 |
| (표 4.1.2-11) 벽체(하단) 철근상세 | 285 |
| (표 4.2.2-1) 유지관리교 제원 | 287 |
| (표 4.2.2-2) 내진해석 조건 | 288 |
| (표 4.2.2-3) 받침 특성 | 289 |
| (표 4.2.2-4) 받침부 반력 | 291 |
| (표 4.2.2-5) 교각 하부 축력 | 291 |
| (표 4.2.2-6) 콘크리트 모델 | 292 |
| (표 4.2.2-7) 철근 모델 | 293 |
| (표 4.2.2-8) 교축방향 M- ϕ 해석결과 | 297 |
| (표 4.2.2-9) 교축직각방향 M- ϕ 해석결과 | 297 |
| (표 4.2.2-10) 고유치 해석결과 | 299 |
| (표 4.2.2-11) 교각 하부 전단력 | 301 |
| (표 4.2.2-12) 교각 하부 모멘트 | 301 |
| (표 4.2.2-13) 교각부 탄성받침 1기당 최대발생력(kN) | 301 |
| (표 4.2.2-14) 교각부 탄성받침 1기당 최대발생변위(mm) | 301 |
| (표 4.2.2-15) 교각 하부 전단력 | 302 |
| (표 4.2.2-16) 교각 하부 모멘트 | 302 |
| (표 4.2.2-17) 교각부 탄성받침 1기당 최대발생력(kN) | 302 |
| (표 4.2.2-18) 교각의 특성값 | 303 |
| (표 4.2.2-19) 받침부 발생 전단변위 | 312 |
| (표 4.2.2-20) 앵커 볼트 평가 | 323 |
| (표 4.2.2-21) 받침부 평가지진력 | 324 |
| (표 4.2.2-22) 받침부 발생 전단변위 | 325 |
| (표 4.2.2-23) 앵커 볼트 평가 | 334 |
| (표 4.2.2-24) 기초 중앙작용력 | 336 |
| (표 4.2.2-25) 전도 안전성 평가 | 337 |
| (표 4.2.2-26) 활동 안전성 평가 | 338 |
| (표 4.2.2-27) 확대기초 단면 평가 | 338 |
| (표 4.3.1-1) 취수터널의 부재력 집계 | 348 |
| (표 4.4.3-1) 지반반력계수 | 358 |
| (표 4.4.3-2) 하중계수 및 하중조합 | 361 |
| (표 4.4.3-3) U형 콘크리트 수로암거의 부재력 집계 | 362 |
| (표 4.4.4-1) 자중 및 상재토 하중 계산 | 367 |

| | |
|--|-----|
| (표 4.4.4-2) 안정검토용 하중집계 | 368 |
| (표 4.4.4-3) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산 | 371 |
| (표 4.4.4-4) 지진시 벽체 하단 단면력 계산 | 371 |
| (표 4.4.4-5) 활동방지벽의 단면력 계산 | 372 |
| (표 4.4.4-6) 단면검토용 하중집계 | 372 |
| (표 5.2.3-1) 교량의 내진성능 향상방법 | 405 |
| (표 5.2.3-2) 휨 연성 성능 향상방법의 종류 | 407 |
| (표 5.2.3-3) 전단 성능 향상방법의 종류 | 408 |
| (표 5.2.3-4) 주철근 겹침이음부의 내진성능 향상방법의 종류 | 409 |
| (표 5.2.3-5) 휨내하력 향상방법의 종류 | 409 |
| (표 5.2.3-5) 휨내하력 향상방법의 종류(계속) | 410 |
| (표 5.2.3-6) 기초 구조물 종류별 세부 보강공법 | 413 |
| (표 5.2.3-7) 말뚝기초 보강공법 | 417 |

그림 차례

| | |
|---|----|
| <그림 1.1.1-1> 한반도 주요지진 발생현황 | 3 |
| <그림 1.1.1-2> 우리나라 지진발생 추이(1978년~2014년) | 4 |
| <그림 2.1.2-1> PSC 배수탑 구조 예 | 20 |
| <그림 2.1.2-2> 흡기장치를 설치한 예 | 21 |
| <그림 2.1.2-3> 강제 배수탑 구조 예 | 23 |
| <그림 2.1.2-4> 취수탑 구조(도쿄도 수도국 야마구치 저수지) | 25 |
| <그림 2.1.2-5> 쉘드방식의 단면형상 예 | 27 |
| <그림 2.1.2-6> 가요세그먼트의 구조 예(일본토목학회 홈페이지로부터) | 29 |
| <그림 2.1.2-7> 쉘재의 개념도(쉘드터널의 내진 검토, 일본토목학회, 2007) · | 30 |
| <그림 2.1.2-8> 내진진단 등의 기본절차 | 37 |
| <그림 2.1.2-9> 침전지 단면형상의 변천 (한신 수도기업단 사례) | 52 |
| <그림 2.1.2-10> 감도분석의 개념도 | 54 |
| <그림 2.1.2-11> 기존시설을 대상으로 한 합리적인 내진진단 방법의 예 | 57 |
| <그림 2.1.2-12> 유효응력법에 근거한 동적해석 결과의 예 | 57 |
| <그림 2.1.2-13> 배수지 해석모델의 차이에 의한 단면력의 비교사례 | 59 |
| <그림 2.1.2-14> 내진성능에 영향이 큰 매개변수의 예 | 60 |
| <그림 2.1.2-15> 각 부재의 한계상태의 설정사례 | 61 |
| <그림 2.1.2-16> 배수관망에 대한 데이터베이스의 활용방법 예 | 68 |
| <그림 2.1.2-17> 권입 강관 상입 공법의 개요 | 71 |
| <그림 2.1.2-18> PIP 공법의 개요도 | 74 |
| <그림 2.1.2-19> PIP 공사전경 | 75 |
| <그림 2.1.2-20> 내진보강 개요도 | 77 |
| <그림 2.1.2-21> 돔 부분교체 시공전경 | 78 |
| <그림 2.1.2-22> 저판 보강공사 시공전경 | 80 |
| <그림 2.1.2-23> 내진보강 개요도 | 82 |
| <그림 2.1.2-24> 내진보강 개요도 | 85 |
| <그림 2.1.2-25> 침사지 내진보강 | 86 |
| <그림 2.1.2-26> 내진보강 개요도 | 88 |
| <그림 2.1.2-27> 쿠니미 2호 수로교 내진보강 | 89 |

| | |
|---|-----|
| <그림 2.1.2-28> CPR공법 | 91 |
| <그림 2.1.2-29> 내진보강 개요도 | 92 |
| <그림 2.1.2-30> 내진보강 시공전경 | 92 |
| <그림 2.1.2-31> 내진보강 개념도 | 94 |
| <그림 2.1.2-32> 내진보강 시공전경 | 95 |
| <그림 2.1.2-33> 내진보강 개요도 | 97 |
| <그림 2.1.2-34> 내진보강공사 전경 | 97 |
| <그림 2.1.2-35> 내진보강 개요도 | 100 |
| <그림 2.1.2-36> 내진보강 시공전경 | 101 |
| <그림 2.1.2-37> 내진보강 개요도 | 103 |
| <그림 2.1.2-38> 내진보강 시공전경 | 104 |
| <그림 3.1.2-1> 표준설계응답스펙트럼(5% 감쇠비) | 138 |
| <그림 3.1.2-2> 교량의 받침지지길이(N 또는 N_C) | 151 |
| <그림 4.1.2-1> 상부슬래브 평면도 | 251 |
| <그림 4.1.2-2> 단면도 | 252 |
| <그림 4.1.2-3> 해석모델 | 258 |
| <그림 4.1.2-4> 수평관성력 단면력도 | 259 |
| <그림 4.1.2-5> 습내부동수압 단면력도 | 259 |
| <그림 4.1.2-6> 외부동수압 단면력도 | 259 |
| <그림 4.1.2-7> 평가용 가속도응답스펙트럼(5% 감쇠비) | 264 |
| <그림 4.1.2-8> X방향 진동모드 형상 | 266 |
| <그림 4.1.2-9> 다중모드스펙트럼해석 단면력도 | 267 |
| <그림 4.1.2-10> 해석모델 | 271 |
| <그림 4.1.2-11> 평가용 가속도응답스펙트럼(5% 감쇠비) | 273 |
| <그림 4.1.2-12> 평가용 가속도 시간이력 | 274 |
| <그림 4.1.2-13> 높이별 부가질량 산정 | 277 |
| <그림 4.1.2-14> X방향 진동모드 형상 | 278 |
| <그림 4.1.2-15> 단면력 산정위치 | 279 |
| <그림 4.1.2-16> 벽체 하단부 단면력도(SET #02) | 281 |
| <그림 4.1.2-17> 벽체 중앙부 단면력도(SET #02) | 282 |
| <그림 4.1.2-18> 벽체 하단부 단면력 시간이력(SET #02) | 283 |
| <그림 4.1.2-19> 벽체 중앙부 단면력 시간이력(SET #02) | 284 |
| <그림 4.2.2-1> 상부구조 단면도 | 288 |
| <그림 4.2.2-2> 하부구조 단면도 | 289 |
| <그림 4.2.2-3> 받침 배치도 | 290 |

| | |
|--|-----|
| <그림 4.2.2-4> 구조해석 모형도 | 290 |
| <그림 4.2.2-5> 콘크리트 모델 | 293 |
| <그림 4.2.2-6> 철근 모델 | 294 |
| <그림 4.2.2-7> 전산 INPUT | 295 |
| <그림 4.2.2-8> 전산 OUTPUT | 296 |
| <그림 4.2.2-9> 평가응답스펙트럼 | 298 |
| <그림 4.2.2-10> 진동모드의 누적 질량 참여율(%) | 299 |
| <그림 4.2.2-11> 교축직각방향 1차 모드 형상 | 300 |
| <그림 4.2.2-12> 교축방향 1차 모드 형상 | 300 |
| <그림 4.2.2-13> 부재의 공급변위연성도에 따른 콘크리트 전단강도 감소계수 k | 306 |
| <그림 4.2.2-14> 교축방향 공급역량곡선에 의한 파괴모드 결정 | 308 |
| <그림 4.2.2-15> 교축직각방향 공급역량곡선에 의한 파괴모드 결정 | 308 |
| <그림 4.2.2-16> 교량받침 제원 | 313 |
| <그림 4.2.2-17> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정-교축방향 | 316 |
| <그림 4.2.2-18> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정-교축직각방향 .. | 317 |
| <그림 4.2.2-19> 프라이아웃 강도에 대한 투영면적 산정-교축방향 | 320 |
| <그림 4.2.2-20> 프라이아웃 강도에 대한 투영면적 산정-교축직각방향 | 322 |
| <그림 4.2.2-21> 교량받침 제원 | 326 |
| <그림 4.2.2-22> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정-교축방향 | 328 |
| <그림 4.2.2-23> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정-교축직각방향 .. | 329 |
| <그림 4.2.2-24> 프라이아웃 강도에 대한 투영면적 산정-교축방향 | 331 |
| <그림 4.2.2-25> 프라이아웃 강도에 대한 투영면적 산정-교축직각방향 | 333 |
| <그림 4.2.2-26> 확대기초 제원 및 형상 | 336 |
| <그림 4.3.3-1> 취수터널 구조형상 | 341 |
| <그림 4.3.3-2> 취수터널 해석모델 | 342 |
| <그림 4.3.3-3> 취수터널 부재력도 | 348 |
| <그림 4.4.1-1> 대규모 여수로 | 354 |
| <그림 4.4.1-2> 소규모 여수로 | 354 |
| <그림 4.4.3-1> U형 콘크리트 수로암거 구조형상 | 356 |
| <그림 4.4.3-2> U형 콘크리트 수로암거 해석모델 | 357 |
| <그림 4.4.3-3> 하중재하도 | 360 |
| <그림 4.4.3-4> U형 콘크리트 수로암거 부재력도 | 361 |
| <그림 4.4.4-1> L형 옹벽(H6.253m×B6.000m) 해석단면 | 366 |
| <그림 5.1.1-1> 슬래브 두께 증가 보강공법 | 378 |
| <그림 5.1.1-2> 강관접착공법 | 380 |

| | |
|---|-----|
| <그림 5.1.1-3> 벽체 두께 증가 보강공법 | 381 |
| <그림 5.2.3-1> 내진보강 개요도 | 390 |
| <그림 5.2.3-2> 내진보강 시공전경 | 391 |
| <그림 5.2.3-3> 내진보강 개요도 | 393 |
| <그림 5.2.3-4> 내진보강 시공전경 | 394 |
| <그림 5.2.3-5> CPR공법 | 396 |
| <그림 5.2.3-6> 내진보강 개요도 | 397 |
| <그림 5.2.3-7> 내진보강 시공전경 | 397 |
| <그림 5.2.3-8> 내진보강 개요도 | 399 |
| <그림 5.2.3-9> 돔 부분교체 시공전경 | 400 |
| <그림 5.2.3-10> 저판 보강공사 시공전경 | 401 |
| <그림 5.2.3-11> 취수탑 제원 | 403 |
| <그림 5.2.3-12> 취수탑 손상(누수) | 403 |
| <그림 5.2.3-13> 곡면 FRP 부재 제원(단위 : mm) | 403 |
| <그림 5.2.3-14> 곡면 FRP 부재를 이용한 취수탑의 보수·보강 공정 | 404 |
| <그림 5.2.3-15> 교량의 내진성능 향상 절차 | 406 |
| <그림 5.2.3-16> 휨에 대해 강판보강된 직사각형 단면 교각(강판 보강공법) | 407 |
| <그림 5.2.3-17> 타원형 강판보강에 의한 전단강도의 증가 | 408 |
| <그림 5.2.3-18> 콘크리트 증설 보강공법에 의한 교각 구속 | 410 |
| <그림 5.2.3-19> 모르타르 부착공법 | 411 |
| <그림 5.2.3-20> 프리캐스트 패널 부착공법 | 411 |
| <그림 5.2.3-21> 기초 및 지반의 내진성능 향상절차 | 412 |
| <그림 5.2.3-22> 다양한 지반개량(주입)공법의 개요도 | 414 |
| <그림 5.2.3-23> 기초판의 확대 및 단면보강 | 414 |
| <그림 5.2.3-24> 콘크리트 캡 추가 설치에 의한 직접기초의 보강 | 415 |
| <그림 5.2.3-25> 언더피닝에 의한 직접기초의 보강 | 415 |
| <그림 5.2.3-26> 말뚝의 추가 및 말뚝캡의 확대 | 416 |
| <그림 5.2.3-27> 언더피닝공법 | 416 |
| <그림 5.2.3-28> 내진보강향상 예제교각의 제원 | 417 |
| <그림 5.2.3-29> 모멘트-곡률 해석결과 | 419 |
| <그림 5.2.3-30> 구속효과에 의한 콘크리트의 압축강도 증가 | 420 |

제 1 장

서 론

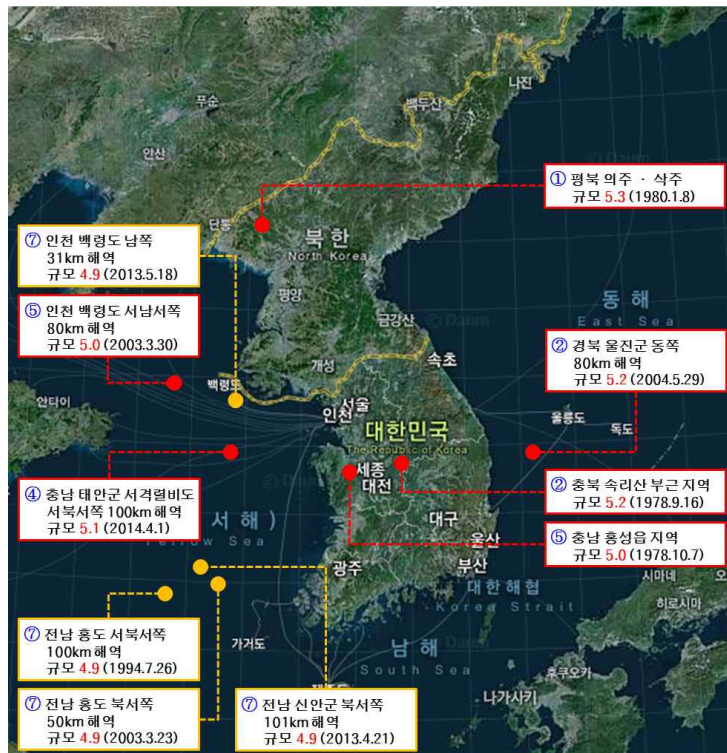
Ministry of Agriculture, Plant and Fisheries Quarantine and Inspection Agency

제1장 서론

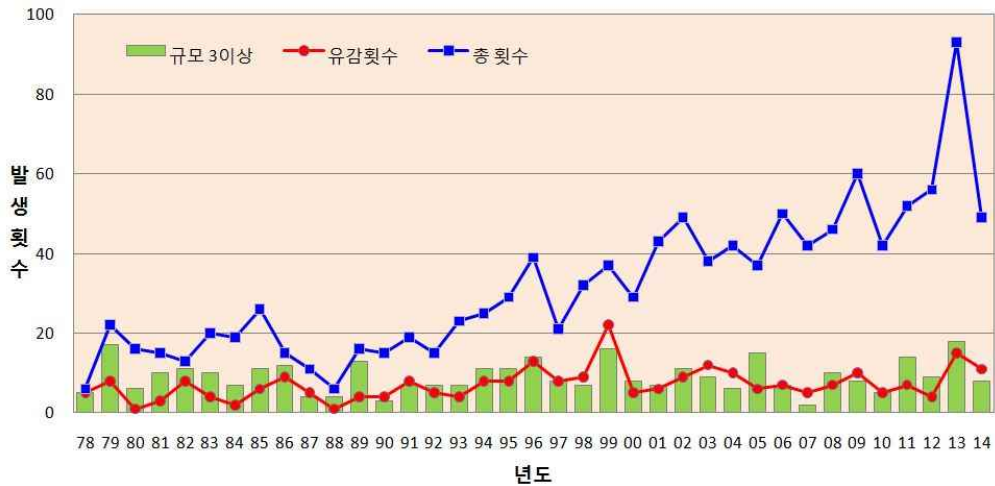
1.1 연구 배경 및 목적

1.1.1 연구 배경

지난 십여년 전부터 최근까지 중국 쓰촨성 지진(2008, M8.0), 수마트라 지진(2009, M7.8), 아이티 지진(2010, M7.0), 칠레 지진(2010, M8.8), 터키 지진(2011, M7.2), 동일본 대지진(2011, M9.0), 네팔 지진(2015, M7.8) 등 외국의 대규모 지진에서 수많은 인명손실과 사회기반시설 파괴 등 사회적·경제적 피해가 발생하였다. 최근 한반도 주변에서 지진관측횟수가 지속적으로 증가(2013년에는 총93회의 지진 관측, 계기관측 이후 가장 많이 발생)하고 있으며, 최근 서해안 인근 해역에서 규모 4.9 이상 지진이 수차례 관측됨에 따라 우리나라가 비록 판 경계에서는 떨어져 있지만 결코 지진의 안전지대가 아니라는 의견이 대두되고 있다.



<그림 1.1.1-1> 한반도 주요지진 발생현황



<그림 1.1.1-2> 우리나라 지진발생 추이(1978년~2014년)(기상청 제공자료)

국내에서는 지진의 위험으로부터 국민의 생명과 재산을 보호하기 위하여 「지진재해대책법」(2008)을 제정하고 31개 법정시설물에 대해서 신설 시설물 뿐만 아니라 기존 시설물에 대해서도 지진재해경감을 위한 내진대책을 마련하도록 규정하고 있다. 특히 31개 법정시설물 중 「농어촌정비법」에 따른 농업생산기반시설은 국민의 먹거리를 생산하는 농업용수의 저수 및 공급을 담당하는 중요 시설물로 지진으로부터 충분한 안정성을 확보하지 못하면 농업생산과 경제활동에 미치는 영향이 매우 크다.

이에 신규로 건설되는 ‘농업생산기반시설’은 지진으로부터 충분한 안전성을 확보하도록 「농업생산기반정비사업계획설계기준」에 규정된 내진설계기준을 따르도록 하고 있으며, 내진설계가 적용되지 않은 기존 기반시설에 대해서는 관리주체(한국농어촌공사)에서 내진대책을 수립하여 단계적으로 내진보강을 수행하도록 하고 있다.

그러나 ‘농업생산기반시설’ 중 저수지(댐) 구조물의 내진설계기준에는 체체를 제외한 부대시설물에 대해서는 명확한 규정을 제시하고 있지 못한 실정이며, 내진설계가 적용되지 않은 기존 저수지(댐)의 내진보강도 체체만을 대상으로 수행하고 있으나, 간혹 규모가 큰 저수지(댐)에서는 취수탑에 대해서도 내진성능을 평가하는 경우가 존재하기는 하지만 내진성능이 부족하여 내진보강을 수행한 사례는 전무한 실정이다.

이와 같이 ‘농업생산기반시설’에 포함되는 저수지(댐)의 부대시설물에 대해서는 그 특성을 고려한 성능수준 결정방법 및 설계절차, 해석방법 등

을 명확히 규정한 내진설계기준이나 내진성능평가 지침 등이 마련되어 있지 않은 실정이다.

이로 인해 ‘농업생산기반시설’에 포함되는 저수지(댐) 부대시설물의 내진설계와 내진성능평가는 기술자의 주관적 판단이나 관리주체의 정책적 판단 등에 의해 상이한 시설물의 내진설계 방법이나 내진성능 평가방법이 적용되어 일관성이 결여된 내진설계 및 내진성능평가가 이루어지고 있는 실정이다. 이와 같이 상이한 내진설계 및 내진성능평가가 이루어지면, 기반시설물별 평가결과의 비교 및 데이터베이스 구축의 어려움으로 통계분석이 불가능하여 향후 내진성능 평가기법의 개정 등의 피드백이 곤란하므로 객관적이고 신뢰성이 배가된 내진성능 평가결과를 도출할 수 있는 평가기법의 정립이 절실한 실정이다.

1.1.2 연구 목적

본 과업은 농촌개발시험연구과제인 “농업기반시설 정밀안전진단 평가기준 및 기법개선 연구”의 내진관련 세부과제로 국내·외 저수지(댐) 부대시설물의 내진설계, 내진성능평가 및 보강 방법을 조사·분석하고, 이를 토대로 부대시설물(여수로, 취수터널 중심으로)에 대한 국내 실정에 맞는 내진성능평가 및 향상기법을 정립하여 실무(진단업무)에 활용할 수 있도록 하는데 그 목적이 있다.

1.2 연구 범위 및 절차

1.2.1 연구 범위

본 과업은 ‘저수지(댐) 부대시설물(여수로, 취수터널 중심으로) 내진성능평가 및 향상기법 정립’ 연구과제로서, 연구 범위는 다음과 같다.

- 국내·외 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 및 보강 관련자료 조사
 - 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 관련자료 조사
 - 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능향상 관련자료 조사

- 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법 정립 및 평가예제 작성
 - 국내 실정에 맞는 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법 정립
 - 국내 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가예제(대표 단면) 작성
- 저수지(댐) 부대시설물(취수탑 중심으로)의 내진성능 향상기법 정립
 - 국내 실정에 맞는 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 향상기법 정립

1.2.2 연구 절차

본 과업은 기존 저수지(댐) 부대시설물에 대한 내진성능평가 및 향상기법의 정립과 실무예제를 작성하는 연구이다.

이를 위해 우선 국내·외 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 및 보강과 관련된 기술개발, 적용사례 및 연구 동향 등을 조사하고, 이를 토대로 국내 저수지(댐)와 관련된 내진설계기준 및 내진성능평가지침 등을 고려하여 국내 실정에 맞는 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 및 향상기법을 정립(개선)하고자 한다.

또한 정립된 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법의 절차에 따라 내진성능 평가예제를 작성하여 실무자의 진단업무 수행에 도움을 주고자 한다.

제 2 장

저수지(댐) 부대시설물 내진설계, 성능평가, 보강 자료 조사 분석

Water Resources, Plant and Fisheries
Administration and Inspection Agency

제2장 저수지(댐) 부대시설물 내진설계, 성능평가 보강 자료 조사 분석

『지진재해대책법』 및 『농어촌정비법』에서는 지진으로부터 ‘농업생산기반시설’의 충분한 안전성을 확보하기 위하여 신규로 건설되는 기반시설은 「농업생산기반정비사업계획설계기준」에 규정된 내진설계기준을 적용하도록 하고 있으며, 내진설계가 적용되지 않은 기존 기반시설은 관리주체인 한국농어촌공사에서 내진대책을 수립하여 단계적으로 내진성능평가 및 내진보강을 수행하도록 하고 있다.

특히, ‘농업생산기반시설’에 포함되는 저수지(댐)의 제체가 지진에 의해 붕괴되면 저수지(댐) 하류의 농경지 및 주민의 생명과 재산 등에 심각한 피해를 초래할 수 있으므로 지진에 대한 충분한 안전을 확보하여야 한다.

이에 신설되는 저수지(댐)의 경우는 「농업생산기반정비사업계획설계기준 - 필댐편」(농림부, 2002)과 「댐 설계기준」(국토해양부, 2011) 등에 따라 내진설계를 수행하도록 하고 있으며, 내진설계가 적용되지 않은 기존 저수지(댐)의 경우는 관리주체(한국농어촌공사)에서 내진보강 기본계획을 수립하여 단계적으로 「기존 댐의 내진성능 평가 및 향상요령」(한국시설안전기술공단, 2004)에 따라 내진성능평가 및 내진보강을 수행하고 있다. 그러나 기존 저수지(댐)의 내진대책은 제체와 취수탑으로 국한되어 수행되고 있으며, 대부분의 저수지(댐) 부대시설물에 대해서는 아직 내진보강대책이 마련되어 있지 않은 실정이다.

또한, 기존 저수지(댐) 부대시설물에 대한 내진성능평가에 필요한 기준, 수행절차 및 방법 등을 명확히 규정한 기준이나 지침이 아직 마련되어 있지 않아 기존 부대시설의 내진성능평가를 수행하는 기술자의 주관적 판단이나 관리주체의 정책적 판단 등에 의해 상이한 시설물의 설계기준이나 평가방법이 적용되어 일관성이 결여된 내진설계 및 내진성능평가가 이루어지고 있는 실정이다.

이와 같이 상이한 설계기준 및 평가방법이 적용되어 도출된 결과는 결과비교 및 데이터베이스 구축의 어려움으로 통계분석이 불가능하여 향후 내진설계 및 내진성능 평가기법의 개정 등을 위한 피드백이 곤란하므로 객관적이고 일관되며 신뢰성이 확보된 내진성능 평가결과를 도출할 수 있는 평가기법의 정립이 절실한 실정이다.

‘농업생산기반시설’에 포함되는 기존 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가 및 향상기법을 정립하기 위해서는 우선적으로 국내·외 문헌조사를 통한 관련자료를 수집하여 현황을 파악하여야 한다.

2.1 국외 동향

2.1.1 도쿄도 수도국 내진설계 Guideline(2013)

가. 개요

본 보고서는 도쿄도(東京) 수도국의 직원이 “수도시설 내진공법 지침·해설 (2009)(이하 지침)”에 기초한 내진설계를 실시할 때 판단의 근거가 되는 사항 및 유의점을 나타낸 것으로, 장래에는 지침에서 목표로 하고 있는 성능 설계에 기초하여 다음과 같은 고도의 설계를 도출하고자 한다.

- ① 설계 지진동은 획일적인 수평설계 진도 및 시간에 따른 파형에서 탈피하여 구조물별로 가장 불리한 지진동을 설정
- ② 해석방법은 정적해석에서 탈피하여 동적해석에 의한 실태를 반영한 설계를 실시
- ③ 해석모델, 해석조건 설정은 설계자가 스스로 구조물별로 적절한 조건 설정을 실시

본 보고서에서 취급하는 내진해석은 설계자 스스로가 설계업무를 수행할 때 판단하기 위한 도구이며, 설계자는 본 보고서의 내용에 근거한 조사결과에만 만족하지 말고, 내진해석에 의해 표현할 수 있는 범위(한계)를 파악한 후 해석결과로부터 시설물의 내진성능을 종합적으로 판단할 필요가 있다.

나. 내진설계의 기본

1) 신 내진설계의 순서

① 설계지점의 선정

- 시설의 설계지점을 선정함

- ② 수도시설의 중요도에 따른 내진성능의 설정
 - 수도시설의 중요도에 따라 분류하고, 중요도에 따라 해석해야 할 내진성능을 설정함
 - ③ 설계지점의 지반조사 및 지반평가
 - 수도시설의 중요도 및 건설지점의 지반조건에 따라 적절하게 실시함
 - ④ 구조형식의 선정 및 시설제원의 선정
 - ⑤ 설계 지진동의 설정
 - 레벨1 지진동 및 레벨2 지진동의 설계 지진동을 설정함
 - ⑥ 내진계산
 - 구조물을 모델화 하여 적절한 내진계산 방법에 의해 해석을 실시함
 - ⑦ 내진성능을 조사
 - 수도시설이 내진성능을 만족하고 있는지를 조사함
- 2) 기존 시설의 내진진단 및 내진 보강설계의 순서
- ① 시설의 현황조사
 - 대상시설의 도면확인, 구조물의 콘크리트 및 철근의 현지 조사를 실시
 - ② 수도시설의 중요도에 따른 내진성능의 설정
 - 수도시설을 중요도에 따라 분류하고, 중요도에 따라 확보해야 할 내진성능을 설정
 - ③ 건설지점에서의 지반조사 및 지반평가
 - 수도시설의 중요도 및 건설지점의 지반조건에 따라 적절하게 실시
 - ④ 설계 지진동의 설정
 - 레벨1 지진동 및 레벨2 지진동의 설계 지진동을 설정
 - ⑤ 내진설계(내진진단)
 - 구조물을 모델링하여 적절한 내진설계 방법에 따라 해석 실시
 - ⑥ 내진성능의 조사
 - 수도시설이 내진성능을 만족하고 있는지 조사
 - ⑦ 종합평가
 - 내진성능의 조사결과로부터 대상시설 보강의 필요성을 판정

- ⑧ 보강검토
 - 보강방법을 검토
 - 선정된 보강단면에 대한 내진설계를 실시
- ⑨ 보강 후의 내진계산 및 내진성능을 조사
 - 보강 후의 설계가 내진성능을 만족하는지 조사

3) 지반조사 및 지반평가

(1) 지반설계에서 지반조사의 개요

- ① 토질조사의 기본
 - 수도시설의 내진설계는 시설의 중요성 및 기존 지반조사 자료의 상황에 따라 건설지점의 지반에 관한 토질조사를 실시
 - 수도시설은 지반조건에 맞는 구조형식 및 기초공이 필요하므로 내진설계법도 시설의 구조형식 뿐만 아니라 지반조건에 의해서도 좌우
 - 따라서 토질조사를 실시하여 건설지점의 지반상태를 정확하게 파악할 필요가 있음
- ② 기존 자료에 의한 조사
 - 기존 자료로부터 시설 건설지점의 지반에서 토질의 개략적인 상황을 파악함
 - 시설에 따라서는 기존 자료만을 사용한 설계 및 진단을 실시할 수 있지만, 이러한 자료를 기초로 현조 조사를 실시하고, 필요한 조사항목을 검토하는 것이 바람직함
- ③ 일반적인 토질조사
 - 일반적인 내진설계에서 최소한도로 필요한 조사항목은 층 두께, 지하수위, N_{60} , 각 층의 전단 강도, 각 층의 변형계수, 각 층의 밀도, 토질단면도 등과 같으며, 건설지점의 상황 및 해석방법에 따라 필요한 조사를 추가함
- ④ 지반의 동적해석을 위한 토질조사
 - 지반의 동적해석을 실시하기 위해서는 토질정수에 미치는 변형 속도 효과 및 변형 의존성의 영향이 중요함
 - 이러한 경우 초기 전단 탄성계수, 감쇠계수, 포아손비, 탄성과 속도, 지반의 변형 의존 특성(동적변형시험), 지반의 탁월주기(predominant period)와 같은 토질정수를 구함

- ⑤ 해석조건에 따른 조사항목의 설정
 - 토질조사 실시의 경우, 구조물의 종류와 지반성상에 따라 조사항목과 조사방법을 선정함
 - 각종 조사 및 실내시험은 일본공업규격(JIS) 및 지반공학회 기준(JGS)에서 정한 규격 등을 따름
- (2) 지반의 동적해석에 필요한 지반 조사
 - ① 지반의 동적 특성 시험
 - a. 지반응답 해석(동적해석)을 실시하는 데 필요한 데이터는 다음과 같음.
 - ㉠ 층 두께
 - ㉡ 단위체적당 중량과 N값
 - ㉢ 포아손비
 - ㉣ 탄성과 속도 또는 초기 전단 탄성계수
 - ㉤ 전단 탄성계수비-변형 관계, 감쇄정수-변형 관계
 - b. 이 중 ㉢, ㉣ 및 ㉤이 동적 물성값에 해당하며, 해석에 요구되는 정밀도 및 얻어진 지반정보에 의해 설정방법을 선택함
 - ② PS 검증(탄성과 속도 검증)
 - PS 검증은 보링지점에서 깊이 방향의 상세한 속도분포를 구할 수 있는 시험임
 - ③ 상시 미동 측정
 - 일반적으로 미소진동 중 진동수가 1~20Hz 정도의 것을 상시 미동이라고 하며, 상시 미동 측정에 따라 지반의 지진공학특성인 측정지점의 탁월주기(predominant period) 및 증폭특성의 추정이 가능함
 - 한 지점에서 상시 미동 측정은 수평동과 상하동과의 스펙트럼 비로부터 지반의 진동특성을 평가하는 방법이 제안됨
 - ④ 반복 3축 시험(변형특성)
 - 이 시험은 지반공학회 기준 JGS-0542-2009에 준거함
 - 토양이 과거에 받은 응력이력을 가능한 충실하게 실내의 요소 시험에서 재현하고, 하중을 준 토양의 거동을 추정하는 시험임
 - 시험장치는 가진장치, 3축 셀, 측정장치 및 기록장치로 구성됨
 - 토양의 비선형 특성, 모래의 액상화를 포함한 강도 및 모래의 균형 특성을 조사하는 것이 주요 목적임

- ⑤ 반복 중공 비틀 전단시험(torsional shear strength test)
 - 이 시험은 지반공학회 기준 JGS-0543-2009에 준거함
 - 중공의 원통형 공시체(供試?)를 이용하여 상단에 토크를 가해 원주방향으로 비틀어 공시체 전체에 전단변형을 주는 것임
- ⑥ 반복 비배수(非排水) 3축 시험(액상화 특성)
 - 이 시험은 지반공학회 기준 JGS-0541-2009에 준거함
 - 등방 응력상태에서 압밀된 토양에 대해 반복 3축 시험장치를 이용하여 ① 비배수 상태에서 반복 축차 응력의 편진폭(중심값으로부터의 진폭) 또는 반복응력 진폭비와 소정의 양진폭 축변형, ② 소정의 과잉 간극수에 도달하기까지 반복한 재하횟수와 의 관계를 구하는 것을 목적으로 함

(3) 공학적 기반면의 설정

- ① 공학적 기반면은 지반의 모델화에서 내진설계상 기반면으로 가정한 지층이며, 공학적 기반면의 설정은 내진설계에서 중요함
- ② 공학적 기반면은 대상지점에 공통적인 넓이를 가지며, 견고(비선형화 하지 않음)하여 전단 탄성속도가 표층 지반과 비교하여 충분히 큰 지반의 윗면을 설정함. 설정은 해당지점의 지질조사 데이터뿐만 아니라 주변 지반의 정보도 충분히 수집하여 종합적인 시점에서 설정해야 함

(4) 지반 고유주기의 산출 : 지반 고유주기는 평상시(미소 변형) 고유주기와 지진시(큰 변형) 고유주기가 있음

(5) 지반 액상화 판정

- ① 지반 액상화는 사질 지반이 지진동에 의한 반복된 응력에 의해 급격하게 강도와 강성을 잃고, 지반 전체가 액체와 같이 행동하는 현상임
- ② 지반의 액상화는 지중 구조물의 부상 및 구조물의 침하, 경사 등의 피해를 수도시설에 발생시키기 때문에 내진설계 상의 배려와 대책이 필요함

4) 설계 지진동 설정 방법

(1) 레벨1 지진동

- ① 정적해석
 - 지침의 레벨1 지진동의 설계 진도를 이용함

② 동적해석

- 지침의 레벨1 지진동의 설계진도에 스펙트럼 피팅을 한 시간력 (時間歷) 가속도 파형을 이용함

(2) 레벨2 지진동

① 정적해석

- 방법2 및 방법4 중 큰 쪽을 채용함
- 방법2는 도쿄만 북부 지진, 다마 직하 지진, 다치카와 단층대 지진 중에서 선정함
- 방법4는 [지침-총론-해설편 III 또는 수도시설 내진공법지침·해설(1997)]의 레벨2 지진동의 설계 진도를 이용함

② 동적해석

- 방법2 및 방법3을 병용함
- 방법2는 도쿄만 북부 지진, 다마 직하 지진, 다치카와 단층대 지진 중에서 선정함
- 방법3은 1995년 효고현 남부지진, 2004년 니가타현 나카고 연안 지진, 2011년 도호쿠지방 태평양연안 지진, 2003년 토카치 연안 지진 중에서 진도 6 정도의 파형을 선정함

③ 레벨2 지진동의 선정방법

- 방법1 : 진원 단층을 상정한 지진동 평가를 실시하여 해당 지점에서의 지진동을 사용함
- 방법2 : 지역 방재계획 등의 상정 지진동을 사용함
- 방법3 : 해당 지점과 유사한 지반조건(지반 종별)의 지표면에서의 강진기록 중 진도 6~진도7을 사용함
- 방법4 : 효고현 남부지진의 관측기록을 기초로 설정된 설계 진도, 설계 응답 스펙트럼

다. 연못형 구조물(배수지 등)의 내진계산법

1) 총설

① 연못형 구조물의 내진계산법

- 구조물의 내진계산법은 정적해석과 동적해석으로 구분됨
- 연못형 구조물의 내진계산법은 종래에는 정적해석이 적용되었으며, 신설 설계, 내진진단 및 내진 보강설계에서도 정적해석에 의한 내진설계가 이루어지고 있음

- 한편 지침에서는 기본적인 동적설계를 이용한 설계에 의한 것을 목표로 하고 있으며, 설계 실무에서 기술의 축적 등을 고려하여 당분간은 정적해석에 의한 설계가 이루어지고 있음
- 본 가이드라인에서는 연못형 구조물의 내진계산법을 선정할 때 설계 실무의 현황을 고려하여 지침이 목표로 하는 고도의 내진계산 기술의 도입을 방침으로 하고 있음

② 내진계산법의 선택

- 연못형 구조물의 내진계산법은 설계 사례가 풍부한 정적해석을 기본으로 하고, 특정 시설에서는 동적해석을 병용함
- 신설 설계 및 내진 보강설계(대규모 시설)에서는 정적해석으로 단면설계를 실시하고, 동적해석으로 단면조사를 실시
- 동적해석으로 내진성능이 확보되지 않는 부위는 설계단면을 변경하여 다시 설계계산을 실시함
- 내진 보강설계의 필요성을 판단하는 내진진단은 정적해석에 의해 실시함

③ 연못형 구조물의 내진 설계 흐름

- 신설 설계 및 대규모 시설의 내진 보강설계에 동적해석을 적용하기 때문에 설계 지진동은 지반 응답해석의 결과에 의해 해당 구조물에 대해 가장 가혹한 결과가 나타내는 지진동을 선정함
- 설계 단면의 설정은 정적해석에 의한 것으로 하고, 동적해석에 의해 조사를 실시하는 순서를 기본으로 함
- 동적해석에 의해 설계 단면이 만족되지 않는 결과가 나온 경우, 정적해석 프로세스로 돌아가 다시 설계 단면의 설정을 실시함
- 재설정 한 설계 단면에서 동적해석모델을 수정하고 동적해석에 의한 재조사를 실시하여 결정된 설계 단면이 만족하는 것인지를 확인함

2) 정적해석에 의한 내진 계산

① 연못형 구조물에의 적용 목적

- 정적해석은 기존에 널리 이용되어 왔으며, 비교적 알기 쉬운 해석방법임

② 내진 계산의 순서

- 정적해석은 설계 지진동, 해석방법 및 해석모델을 설정하고, 부재 단면 및 배근을 결정함
- 기존에 설치된 구조물의 경우 실제 구조물 단면을 모델화하지만, 신설 구조물의 경우는 부재 단면 형상, 배근 등을 초기단계로 상정하여 어느 정도 경험치에 의해 가정 단면을 만들어 시행착오 계산으로 변경함

3) 동적해석에 의한 내진 계산

- ① 연못형 구조물에는 동적인 영향을 받기 쉬운 대규모 구조와 피해 보고가 많은 구조부분을 복수로 가지고 있는 복잡한 구조도 많음
- ② 동적인 구조특성(고유주기, 비선형성, 감쇄 등) 및 주변 지반의 특성(고유주기, 비선형성, 액상화 영향 등) 그리고 설계 지진동의 특성(진폭, 주기, 위상, 지속시간 등)은 대상 시설에 따라 다양함
- ③ 때문에 이러한 고유의 특성을 동적해석에 의해 가능한 한 충실하게 표현하고, 유지해야 할 내진성능을 보다 확실하고 합리적으로 확보하는 것은 앞으로의 내진대책에 상당히 중요함
- ④ 동적해석의 주요 목적은 사전에 정적해석에 의해 조사한 부재의 굽힘파괴 및 전단 파괴 등에 관해 지진 시에 시시각각 변화하는 영향을 상세하게 평가하여 재조사하는 것임
- ⑤ 또한 사전 정적조사에서 정확하게 조사할 수 없는 것은 동적해석에서의 조사항목으로 중요함

4) 내진성능의 조사

- ① 내진성능은 설계 지진동과 중요도의 구분에 의해 설정됨
- ② 각 내진성능에 대한 한계상태는 다음과 같음
 - 내진성능 1에 대한 한계상태는 지진에 의해 수도시설의 역학적 특성이 탄성영역을 넘지 않는 범위에서 적절하게 정함
 - 내진성능 2에 대한 한계상태는 지진에 의해 수도시설의 부재에 소성변형이 발생하지만, 시설에 중대한 영향을 주지 않고, 복원을 경미하게 실시할 수 있는 범위에서 적절하게 정함
 - 내진성능 3에 대한 한계상태는 지진에 의해 수도시설의 부재에 소성변형이 발생하지만, 시설에 중대한 영향을 주지 않고, 복원할 수 있는 범위에서 적절하게 정함

2.1.2 일본 수도시설 내진공법 지침·해설(2009)

(사)일본수도협회에서 2009년에 발간한 「수도시설 내진공법 지침·해설」은 수도시설 지진대책의 기본적인 사고방식, 내진설계의 기본방침과 설계 지진동, 내진성능의 조사 원칙, 내진계산법(매설관로, 입갱, 지하배수로, 공동구, 쉘드터널, 지장구조물, 지상수조, 수관교, 수로교, 수도시설에 있어서의 건축물 등), 내진공법·대책 및 구조세목 [콘크리트·강구조물 - 수조구조물{지장구조물, 지상구조물(RC, PC, 강재)}, 선상구조물, 특수구조물{천정호, 취수댐, 취수탑, 취수문, 설비 기초류, 대규모 밸브실}, 저수지, 댐 및 부대구조물, 토구조물 및 옹벽; 관로 구조물 및 부대시설 - 매설관로, 쉘드터널 등, 수관교, 관로 부대 구조물, 급수장치; 건축물; 기계·전기 계장 설비], 내진진단·보강방법 및 사례, 수도시설의 지진피해 예 등을 상세하게 기술하고 있다.

이중 본 과업과 관련된 '4장 내진공법·대책 및 구조세목'의 일부 내용을 요약·정리하면 다음과 같다.

2.1.2.1 콘크리트·강구조물의 내진공법

가. 수조구조물 - 지상구조물

1) 배수탑 (RC, PC)

① 기초지반이 양질이고 견고하여 충분한 지지력을 가지는 위치에 건설, 기초지반의 조사 및 기초구조의 내진설계는 본 지침 「3.1.2 내진설계에 있어서의 지반조사」 및 「3.4.2 기초의 내진계산」에 근거해 실시

- 배수탑은 일반적으로 지상에 설치하는 수심이 큰 저수시설로 전도 모멘트가 크고, 기초지반의 영향이 특히 커서, 그 건설지점의 선정에 있어서는 지형이나 토질의 조사가 필요하고, 본 지침 「3.1.2 내진설계에 있어서의 지반조사」에 근거해 실시한다. 또한, 기초설계는 본 지침 「3.4.2 기초의 내진계산」 및 건축학회 「건축 기초구조 설계지침」에 근거해 실시한다.
- 배수탑은 자연유하에 의한 배수를 목적으로 하여 약간 높은 평지나 산허리 등에 설치되는 일이 있다. 이 경우에는 주변부 지반도 포함한 지진시에 있어서의 지반의 안정성에 대한 검토가

특히 중요하며, 필요에 따라서 견고한 옹벽을 마련하는 등 충분한 대책을 세운다.

- 기초는 토질조사에 근거하며, 말뚝기초, 케이슨 기초 등의 견고한 구조로 해 비교적 지반이 좋은 직접기초로 하는 경우에 있어서도 가능한 깊이 설치한다.

② 지상수조의 종류나 구조특성을 고려하여 내진성능 확보 필요

- 배수탑은 지진시에는 구조물의 관성력에 가세해 내부 저장수에 의한 동수압이나 요동압의 영향을 받는다. 따라서 강도가 높은 재료를 이용해 충분한 안전성과 수밀성을 가지는 구조로 한다.
- 형상은 구조가 간단하고 수압, 풍압 등에 대해에서도 유리한 원통형이 일반적이다. 다른 구조 형상을 하는 경우에 있어서도 구형 단면 등의 비교적 간단하고 안정된 구조로, 충분한 구조 해석에 의해서 안전성을 확인한다.
- 설계시공은 「콘크리트 표준시방서」(일보토목학회), 「수도용 PSC 탱크 설계시공 지침·해설」(일본수도협회), 「용기 구조 설계지침·동해설」(일본건축학회)에 근거해 실시한다.

- RC 구조의 경우

RC 구조는 원통형 또는 구형으로 하며, 측벽과 저판은 일체구조, 원통형 구조의 지붕은 원형 돔으로 하는 경우가 많다.

원통형의 수조는 상시 수압에 의해서 큰 원주 방향의 인장응력을 일으켜 지진시에는 이것들과 함께 관성력 및 동수압·요동압 등의 반복하중에 의해 큰 인장응력을 일으킨다.

또한, 신축 줄눈을 마련하는 것이 곤란하기 때문에 콘크리트의 건조, 경화수축 및 온도응력에 의해서 균열이 생기기 쉽다. 따라서 설계에 있어서는 콘크리트 표준시방서에 근거해 주철근, 배력근 및 용심철근을 적절히 배치한다.

- PSC 구조의 경우

PSC 구조는 그 특성상 원통형으로서 지붕은 원형 돔, 또는 프리캐스트판을 이용하는 것이 일반적이다.

측벽과 저판과의 접속방법은 고정, 경첩, 자유받침 등 여러가지 방법이 이용되고 있지만, 이 받침부의 구조에 따라 지진시의 이동이나 누수의 원인이 되므로 접속방법의 선정에 있어서 충분히 검토를 실시한다.

다. 대구경관의 경우는 측벽에 주는 영향이 크기 때문에 독립된 견고한 기둥을 설치해 지지시킨다.

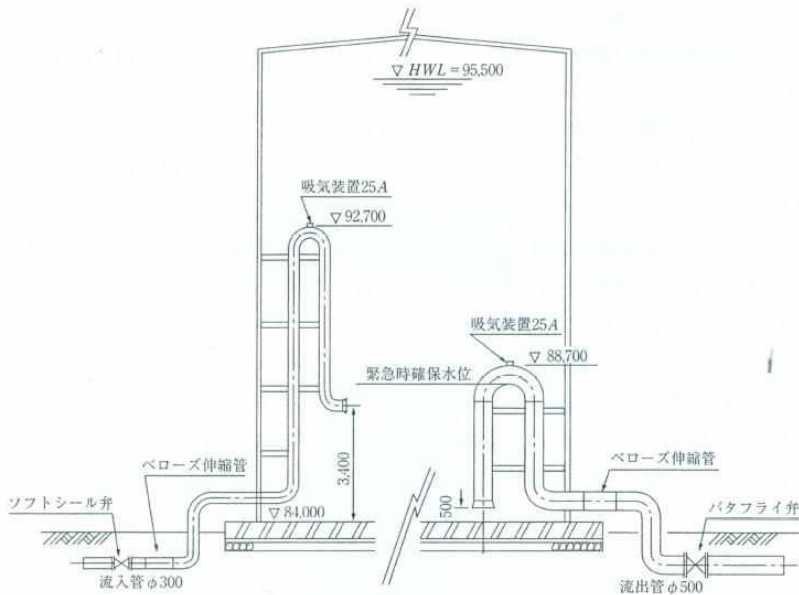
- 유입, 유출관 등의 구조체의 부착부에는 부등침하 및 지진시의 진동을 흡수할 수 있도록 신축관을 마련한다.

⑤ 배수탑의 상부는 통상의 여유고에 가세해 지진시의 액면요동에 의해서 생기는 수면상승을 고려한 구조로 설계

- 수조내의 물은 지진동에 의해서 액면요동을 일으키는 일이다. 그 결과, 지붕의 파손이나 월류의 가능성이 있으므로 상부에는 이 액면요동에 의한 수면상승을 고려해 충분한 여유고를 잡는다. 또, 충분히 여유고를 잡기 어려운 경우에는 월류설비를 설치하던지, 지붕을 측벽에 고정해 역압을 고려한 구조로 하는 등의 대책을 실시한다. 수면상승 높이의 산정수법에 대해서는 본 지침 「3.1.7 지진시 동수압」에 근거한다.

⑥ 유출관 등 중요한 관의 밸브류는 비상시에 긴급폐지 할 수 있는 구조로 하며, 필요에 따라서 긴급차단설비를 마련

- 본 지침 「4.1.1.1 지장구조물」의 ‘4.4’절에 준한다. 또한, 유입관 떨굼 방식으로 해 흡기장치를 설치한 예를 다음 그림에 나타내었다.



<그림 2.1.2-2> 흡기장치를 설치한 예 (요코하마시 수도국 토미오카 저수조)

2) 배수탑 (강재)

① 기초지반이 양질, 견고하고, 충분한 지지력을 가지는 위치에 건설, 기초지반의 조사 및 기초구조의 내진설계는 본 지침 「3.1.2 내진설계에 있어서의 지반조사」 및 「3.4.2 기초의 내진계산」에 근거해 실시

- RC 및 PC 배수탑과 동일하게 실시한다.

- 강철제품 수조의 기초는 직접기초 또는 말뚝기초로 해 필요에 따라 지반개량을 하여 기초의 부등침하를 발생시키지 않는 구조로 하며, 특히 측판 하부에는 철근 콘크리트 구조의 기초를 마련하는 것이 바람직하다.

② 충분한 안전성과 수밀성을 가지는 구조

- 배수탑 등의 지상에 설치되는 수조 구조물은 지진시에는 구조체의 관성력에 가세해 저장수에 의한 동수압이나 요동장의 영향에 의해 큰 지진력을 받는다. 따라서 강도가 높은 재료를 이용해 충분한 안전성과 수밀성을 가지는 구조로 한다.

- 강철제품 수조에 대해서는 그 역학적 특성 때문에 일반적으로 원통형이며 저판은 평판강철을 이용하고, 지붕은 돔형으로 하며, 용접구조에 의해 제작된다. 또, 최근 몇 년, 각 형의 스텐레스 패널형 배수지가 많이 이용되고 있다. 그러나 규격 등의 미제정 때문에 내부보강 등 제품 자체의 내진성과 설치되는 지반의 내진성을 충분히 확인한다.

- 강재 수조의 설계에 있어서는 「용기구조 설계지침 · 동해설」(일본건축학회), 「JIS B 8501 강철제품 석유저조의 구조(전용접제)」 및 「WSP 048-98 강철제품 배수지 기술지침」(일본수도강관협회) 등을 참고로 하는 것이 좋다.

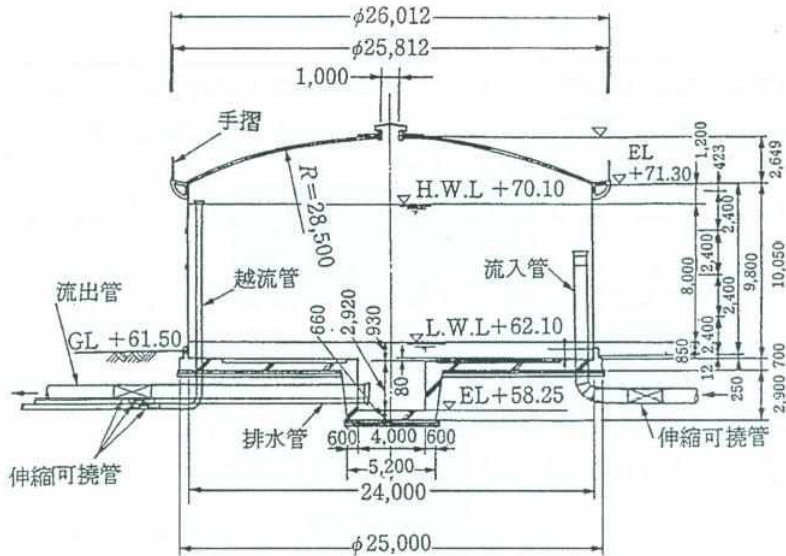
③ 내진계산은 본 지침 「3.4.4 지상수조의 내진계산법」에 근거해 구조 형태, 기초 형식 등에 가장 적합한 방법에 의해 실시

- RC 및 PC 배수탑과 동일하게 실시한다.

④ 부속되는 첫 시작관 등은 측벽, 기둥 등에 강고하게 지지시키고, 유입, 유출관 등의 지상부와 구조물의 경계에 충분한 변위를 흡수할 수 있는 신축관을 마련

- RC 및 PC 배수탑과 동일하게 실시한다.

- ⑤ 배수탑의 상부는 통상의 여유고에 가세해 지진시의 액면요동에 의해서 생기는 수면상승을 고려한 구조로 설계
 - RC 및 PC 배수탑과 동일하게 실시한다.
- ⑥ 유출관 등 중요한 관의 밸브류는 비상시에 긴급폐지 할 수 있는 구조로 하며, 필요에 따라서 긴급차단설비를 마련
 - RC 및 PC 배수탑과 동일하게 실시한다.



<그림 2.1.2-3> 강제 배수탑 구조 예

나. 특수구조물

1) 취수탑 (RC, PC)

- ① 하천보전구역에 설치하는 구조물은 하천관리자와의 협의에 근거해 설계를 실시
 - 취수탑은 일반적으로 RC 구조를 원칙으로 하지만, 수심이 현저하고 큰 경우 또는 구조상이나 시공상 RC 구조 적용이 부적당한 경우에는 철골구조의 플로트 형식 및 선택취수가 가능한 다단식 실린더 게이트형식 취수기가 이용된다.
 - 취수탑은 양질의 견고한 지반 상에 설치하는 것이 바람직하다. 취수탑은 탑상구조물이므로, 특히 지진력에 대해 안전한 구조로 하며, 기초공사는 지지 지반에 활동방지벽을 넣어 충분히

견고한 기초로 한다. 어쩔 수 없이 연약지반에 설치하는 경우 케이슨 기초 혹은 말뚝 기초로 하여 구조상 불안이 없도록 충분히 유의한다.

② 취수탑의 내진계산은 본 지침 「3.4.4 지상수조의 내진계산법」을 따름

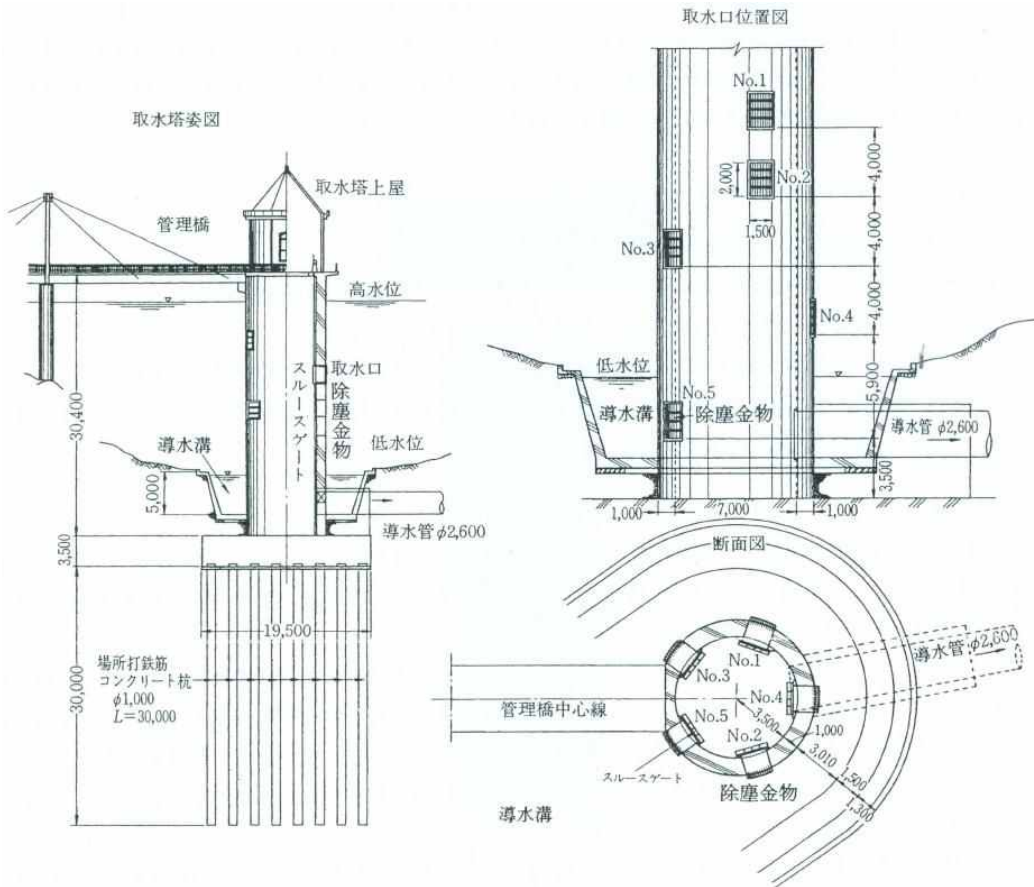
- 취수탑과 같은 탑상구조물은 비교적 장주기의 고유주기를 가지는 구조물이므로, 상대적으로 큰 설계진도를 고려하는 것이 타당하다.
- 고려해야 할 하중으로는 상시에 있어서는 상재하중, 자중, 내수하중, 풍하중 및 양압력 등, 지진시에 있어서는 상재하중과 자중에 의한 관성력, 지진시 동수압 및 양압력 등이며, 탑 내·외부의 만수시 및 탑 내·외부의 갈수시에 대해 각각 검토한다.
- 지진시 동수압의 산정은 본 지침 「3.1.7 지진시 동수압」에 근거한다.
- 기초지반의 개량 또는 본 절의 1에 말한 것 같은 기초공사를 실시하고, 기초지반의 안정화를 도모한다.

③ 취수탑에 접속하는 취수관거 부분에 대해서는 신축가요성을 갖게 하는 부드러운 구조로 설계

- 취수탑과 접속관거의 접속부는 상대적인 변위를 흡수하기 위해 신축가요성을 갖게 한다.

④ 관리교는 취수탑에 큰 하중이 걸리지 않게 경량화에 노력하며, 구조 및 내진계산은 「일본도로교 시방서·동해설」(내진설계편)에 준함

- 관리교는 유지관리상 기슭과 연락하기 위한 시설로, 원칙으로서 강철제품으로 하며, 취수탑에 큰 하중을 걸치지 않게 경량화에 노력하고, 구조 등에 대해서는 「하천관리시설 등 구조령」에 근거한다.



<그림 2.1.2-4> 취수탑 구조 (도쿄도 수도국 야마구치 저수지)(단위 mm)

다. 그 외의 구조물

1) 토구조물 및 옹벽

본 지침에서는 ‘토구조물 및 옹벽’의 구체적인 설계규정 등에 대해서는 정하지 않고, 다른 관련 규정을 따르는 것으로 한다. 여기에서는 수도시설로서 일반적으로 배려해야 할 사항만을 기술하며, 특수한 경우는 별도로 고려하는 것으로 한다.

① 토구조물 및 옹벽이 지진에 의해 붕괴했을 때 수도시설에게 주는 영향

- 수도시설에서의 토구조물로서는 정수장이나 배수지용 토지 등의 법면, 탈수 케이크 처분장이나 정수장 등의 장내 유수지의

법면 등이 있다. 특히 그 규모가 큰 것이나, 또는 지진에 의해 파괴됐을 때 수도시설에 큰 영향을 주는 경우나 2차 재해의 우려가 있는 것은 그 내진성능을 확인한다.

② 내진계산을 필요로 하는 경우

- 절토 또는 성토를 한 토지에 생기는 높이가 낮은 벼랑(택지조성 등 규제법 시행령 제 6조에 따름. 예를 들면, 관동 립의 경우 구배가 45° 이상이며, 수직거리가 5m를 넘는 것)은 옹벽을 설치하도록 하고 있다. 수도시설은 택지조성 등 규제법의 적용을 받지 않지만, 벼랑에 관한 방재토의 문제가 동법의 시행령이나 기술기준에 취급되고 있으므로 참조하면 좋다.
- 통상적인 옹벽에서는 상시에 계산된 저항력(저항력이 크게 설정된 안전율 등에 의해 산정됨)만으로도 지진력에 의해 증가하는 하중에 저항할 수 있다고 판단하여 내진설계를 실시하지 않아도 좋다고 여겨지고 있다. 그러나 높이가 8m 정도를 넘는 옹벽 혹은 옹벽이 붕괴해 부근에 중대한 손해를 줄 우려가 있는 옹벽, 또 그 복구가 지극히 곤란한 옹벽에 대해서는 관계 기준에 근거해 내진설계를 실시하는 것과 동시에 토구조물이나 옹벽의 변형이 특히 문제가 되는 경우에는 별도의 적절한 검토를 더하는 것이 필요하다.

2.1.2.2 관로 구조물 및 부대시설

가. 셸드, 터널

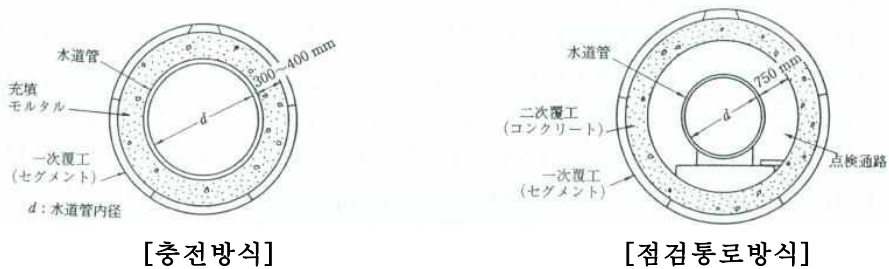
1) 셸드(shield) 공법

① 셸드의 노선선정에 있어 지층, 지질, 지하수 상태, 입지조건 등에 더해 내진성도 고려해 선형 검토를 실시

- 셸드의 노선선정에서는 연약지반상 부등침하의 영향이나 지하수위가 높은 곳에서 발생할 수 있는 터널의 부상 등과 같은 상시에 발생하는 문제와 더불어 지진시 지반변위가 증대하는 지층이나 액상화의 우려가 있는 모래질 토층을 피해 선형을 계획하는 것이 바람직하다. 어쩔 수 없이 이러한 지층을 통과하는 경우에는 지진시 지반변위의 증대나 액상화에 의한 영향을 검토한 다음, 필요에 따라 대책공사에 대한 검토를 실시한다.

② 쉘드 내에 부설되는 관로의 내진성능의 대조조사는 그 단면형태에 따라 실시

- 쉘드공법에 따라 시공되어 그 내공에 부설되는 수도시설로서의 관로에는 다음 그림과 같이 2종류의 방식이 있다. 이러한 관로에 대한 내진성능의 대조조사는 각각의 구조특성을 고려해 실시한다.



<그림 2.1.2-5> 쉘드방식의 단면형상 예

a. 충전방식의 관로에 대한 내진성능의 대조조사

충전방식의 관로는 쉘드공법에 따라 시공된 일차복공 (세그먼트)의 안쪽에 덕타일 주철관 또는 강관을 차례차례 삽입하고, 터널과 동심위치에 배관을 접합해 1차복공과 관과의 틈을 모르타르 등으로 충전한다. 이 방식의 경우 내진계산은 1차복공의 강성, 혹은 충전재의 존재가 터널 전체의 변형에 영향을 준다고 판단되는 경우에는 충전재도 고려한 강성을 이용하고, 본 지침 「3.3.6 쉘드터널의 내진계산법」에 나타나는 방법에 따라 실시하며, 내진성능의 대조조사는 1차복공과 안쪽의 관로를 대상으로 하여 실시한다. 1차복공의 내진성능 대조조사는 본 지침 「3.3.3 지하배수로, 공동구랑 및 쉘드터널의 내진성능 대조조사」에 준해 실시하지만, 안쪽의 관로에 대한 대조조사에서는 터널 전체의 변형을 고려한 상태에서 관로에 생기는 뒤틀림 또는 응력을 구해 이것들이 관로의 대조조사용 한계값을 넘지 않는 것을 확인한다. 관로에 관한 대조조사의 방법은 본 지침 「3.2.2 매설관로의 내진성능 대조조사」에 의하는 것으로 한다.

덧붙여 1차복공을 가설구조로 하는 경우 1차복공에 관한 내진

성능의 대조조사를 생략할 수 있다. 다만, 그 경우에서도, 관로의 변형이 1차복공과 충전재가 존재하는 것의 영향을 받는다고 판단되는 경우 내진계산에서 1차복공과 충전재의 존재를 고려한 강성을 이용해 변형량의 산출을 실시하는 것이 좋다.

b. 점검통로방식의 관로에 대한 내진성능의 대조조사

점검통로방식은 2차복공 내에 덕타일 주철관 또는 강관을 배관하는 방식이며, 2복공과 관과의 공간은 점검통로 등에 이용한다. 충전방식과 달리 안쪽의 관로는 연속 또는 불연속의 콘크리트 기초 등에 의해서 지지되고 있는 것에 지나지 않고, 게다가 1차복공과의 사이에 공간이 있기 때문에 지진시에 생기는 1차복공에 의한 변형의 영향을 직접적으로 받는 구조로는 되어 있지 않다. 따라서 이 방식의 내진성능의 대조조사는 1차복공을 대상으로 하여 실시하며, 안쪽의 관로에 대해서는 상시에 대한 대조조사만으로 괜찮은 것으로 한다.

내진계산은 1차복공 단독 또는 2차복공도 고려한 강성을 이용하며, 본 지침 「3.3.6 실드터널의 내진계산법」에 나타나는 방법에 따라 실시하고, 내진성능의 대조조사는 본 지침 「3.3.3 지하배수로, 공동구 및 실드터널의 내진성능 대조조사」에 준해 실시한다. 1차복공이나 링 이음새 구조에 생기는 단면력이나 변형량이 대조조사용 한계값을 넘는 경우는 가요세그먼트(segment)를 삽입하는 등의 내진성능 향상을 도모하기 위한 대책공법을 검토한다. 다만, 종단방향의 내진성능 향상 대책으로서 가요세그먼트를 삽입한 개소에 대해서는 관로도 신축관의 설치 등의 대책을 세울 필요가 있다.

③ 내진성능의 대조조사 결과, 실드의 횡단방향 및 종단방향의 구조부재가 지진동 레벨에 응한 대조조사용 한계값을 넘는 경우에는 단면력의 저감이나 변형성능 향상을 목적으로 한 대책공사에 관해서 검토를 실시

- 횡단면의 구조에 대한 내진성능 향상대책으로는 계획노선의 변경, 복공구조 단면 제원의 재검토 등 터널의 기본적인 구조를 변경하는 것을 생각할 수 있다.

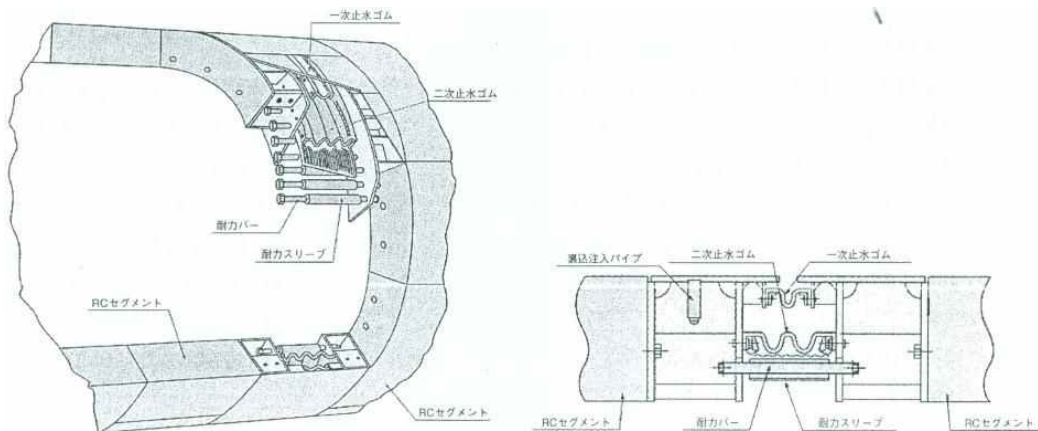
한편, 종단방향의 내진성능 향상대책은 그 일부의 구조를 변경하는 것으로 지진시의 발생단면력이나 변형을 저감하는 방법이

주체가 된다. 종단방향의 내진성능 향상대책으로서 현재 실용화되고 있는 주된 방법을 아래에 나타낸다.

a. 가요세그먼트의 적용에 의한 방법

가요세그먼트는 다음 그림에 나타낸 것처럼 지수고무와 내력 바로 구성된 강철제품의 세그먼트이며, 휨, 축방향, 전단방향의 모든 변형을 가능하게 하고 있다. 이것을 쉴드 종단방향의 일부에 달아 지진시에 발생하는 변형을 흡수하는 것으로 단면력의 저감을 도모한다. 가요세그먼트로 흡수할 수 있는 변형량은 수cm~수10cm로 크고, 다른 대책공법과 비교해 단면력 저감효과도 높기 때문에 국소적인 변형이나 단면력이 집중하는 개소에 적용하는 것이 가장 효과적이라고 할 수 있다. 그 점에서, 지층변화 구간과 같이 비교적 불확실성이 커지는 범위로의 단면력 저감에 적용하는 것보다도 입갱접합부와 같은 2중 구조물과의 경계부 등의 변형이나 단면력의 집중을 용이하게 예측할 수 있는 개소에 이용하는 것이 적합하다.

가요세그먼트의 구조세목 설정은 가요세그먼트를 강성이 작은 용수철, 혹은 경첩으로 모델화 하여 응답변위법에 따르는 내진 계산을 실시해 그 결과로 얻을 수 있는 회전량, 신축량 등으로부터 대처 가능한 성능을 정하는 것에 의해서 실시한다.



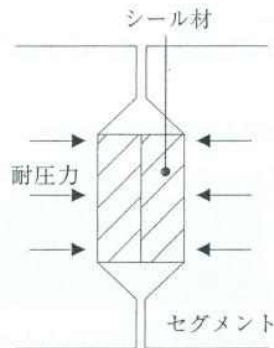
<그림 2.1.2-6> 가요세그먼트의 구조 예(일본토목학회 홈페이지로부터)

b. 탄성 와셔의 적용에 의한 방법

이 방법은 링 이음새에 종래의 강재 와셔를 탄성와셔로 바뀐다는 것으로 이음새 강성을 작게 해 세그먼트나 이음새 구조 부재에 생기는 지진시의 단면력을 저감하는 방법이다. 탄성와셔에는 섬유보강고무제, 우레탄제, 에폭시제 같은 것이 있다. 다만, 제품에 의한 역학적 특성이 다르기 때문에 목표로 하는 이음새 성능에 따라 적절한 것을 선정한다.

c. 지수성능의 향상에 의한 방법

이 방법은 지진력의 작용에 의해서 이음새 구간에 생기는 팽창에 대해서도, 지수가 가능해지도록 체적팽창율을 가진 다음 그림과 같은 썰재를 이용하는 방법이다.



<그림 2.1.2-7> 썰재의 개념도(썰드터널의 내진 검토, 일본토목학회, 2007)

2) 추진공법

① 추진공법에서는 추진관의 종류와 특성을 고려해 내진성능의 대조조사나 대책의 검토를 실시

- 추진공법에는 초관추진공법과 본관추진공법이 있다.
- 초관추진공법은 원심력 철근콘크리트관 등을 초관으로서 추진부설한 후, 그 내부에 수도관을 부설하는 방식이다. 초관에 지진력 및 그 외의 외부하중이 작용하는 경우에 축방향력을 경감시키기 위한 칼라를 슬라이드시키는 등 내진성능을 갖춘 초관을 사용하는 것이 바람직하고, 내진성능의 대조조사에서는 그 개소에 주목하여 검토를 실시한다. 내관과 초관과의 공간부에는 모르타르 등을 충전해 내관의 부력이나 진동에 대처한다.

- 본관추진공법은 추진공법용 덕타일 주철관 또는 추진용 강관을 직접 추진해 관 자체를 직접 수도관으로 사용하는 방법이다. 내진계산은 일반 관로와 같게 실시하지만, 장거리 추진관을 대상으로 한 내진성능의 대조조사에서는 강관의 경우 추진시의 추진력에 의한 잔류응력을 가미하는 것, 덕타일 주철관의 경우 이음새 구간에는 압축측 여유의 유무를 고려하여 검토를 실시한다.
 - 덧붙여 추진공법의 시점, 종점 및 연속 추진의 경우의 작업장 부에는 시공상의 오차나 되메우기 등에 의해서 지질조건이 바뀌기 때문에 신축관 설치의 필요성을 검토한다.
- ② 추진관의 내진계산은 추진관 본체의 내진성능 대조조사와 이음새 구간에 있어서의 굴곡각이나 돌출에 대한 대조조사를 목적으로 실시
- 추진관의 내진계산은 추진관 본체와 이음새 구간을 대상으로 하며, 추진관 본체의 내진계산법은 본 지침 「3.3.5 지하 배수로, 공동구의 내진계산법」과 같은 방법으로 한다. 이음새 구간에 대해서는 지진시 주변지반의 거동에 따라 휨이나 인장력을 받기 때문에 굴곡각이나 돌출부에 대한 지진시의 안전성 대조조사를 실시한다. 그 내진계산법 및 대조조사 방법은 「일본 하수도 시설의 내진대책 지침과 해설(2006)」에 나타나 있는 방법을 참고로 한다.

3) 도·송수터널

- ① 산악공법으로 시공되는 도·송수터널은 필요에 따라서 지반의 지진시 거동을 파악할 수 있는 방법을 이용해 복공의 내진성능을 대조조사한다.
- 일반적으로, 도시지역 산악공법에 따라 시공되는 도·송수터널에서는 견고한 충적토 지반이 통과토층이 되기 때문에 지진시의 검토를 생략하고 있는 경우가 많다. 다만, 갱구부 부근의 경사면이 불안정한 경우나, 골짜기와 같이 지질이 급변하는 구간을 통과하는 경우 등의 특수한 조건하에 있어서는 지반의 변형이 예상되기 때문에 지진시의 영향을 검토하여 필요에 따라 복공을 철근이나 철골로 보강한 구조로 하면 좋다.

- ② 송수터널은 지진시에 있어서 구조의 안전성 뿐만 아니라, 수밀성에 관해서도 충분히 확보되는 구조로 해 내진성능의 대조조사에서는 이 점을 고려하여 검토를 실시한다.
- 송수터널은 정수를 취급하는 시설이기 때문에 내진구조상의 안전성 뿐만 아니라 지진 후에도 수밀성과 외부로부터의 오염방지를 도모할 수 있는 구조로 할 필요가 있다. 내진성능의 대조조사에서는 이 점을 특히 고려하여 검토를 실시한다.
 - 이미 설치된 터널의 지진대책으로는 양질의 콘크리트로 감아세우고, 콘크리트와 지반 사이에는 충분한 그라우트를 실시하는 것 외에 i) 염소 등에 의해 콘크리트 내면이 침식되는 경우도 있으므로 에폭시계 등의 방식도료를 도포해 방호하고, ii) 콘크리트 내면을 박강판 등으로 안쪽에 바르며, iii) 터널 내부에 쇠사슬 구조 이음새의 덕타일 주철관 또는 강관을 삽입하는 방법 등을 적용한다.
 - 또한, 송수터널의 출입구는 일반적으로 관로와 접속하는 것이 많기 때문에 이 부분은 철근콘크리트 구조로 하여 지진시 동수압도 고려한 내진성능의 대조조사를 실시해 지진대책을 강구하는 것으로 한다.

2.1.2.3 내진진단

가. 내진진단의 기본방침

1) 내진진단의 목적

기존 시설의 내진진단은 지진에 의한 수도시설의 피해를 억제해 급수에의 영향을 최소한으로 하는 것을 목적으로 지진 대책의 필요성, 긴급성, 우선순위 등의 검토를 하기 위해서 실시한다.

- 기존의 수도시설의 대부분은 건설되고 나서 수십년을 경과하고 있어, 고령화에 의한 열화나 최신의 내진설계 기준의 레벨 등을 감안하면, 요구되는 내진성능을 만족하지 못하는 것이 많다고 생각할 수 있다.
- 효고현 남부 지진 이후에도 일본 각지에서 대규모 지진이 빈번히 발생하고 있다. 수도시설의 재해가 일상생활이나 산업활동에 심대한 영향을 주는 것, 또 수도시설의 재해에 의한 2차 재

해의 발생도 걱정되는 것을 감안하면 수도시설의 지진대책은 지극히 중요하다.

- 그렇지만, 어려운 수도사업의 재정사정을 고려하면, 계획적인 내진보강이나 보수, 백업시설의 활용 등에 의해서, 기존시설을 보다 한층 유효하게 활용하는 것이 바람직하다. 그 때문에 기존시설의 열화도를 조사하는 것으로써 건전도 평가를 실시하고, 본 지침 외 관계 법령 및 기준 등에 근거해 지금 가지고 있는 내진성능을 정확하게 파악해 내진보강의 필요 불필요나 방법의 검토 등을 실시하는 내진진단이 중요하다.

2) 내진진단의 정의

① 간이진단 : 개개의 수도시설 및 수도시스템 전체에 대해 내진성능을 정성적으로 파악하는 간편한 진단

- 간이진단이란, 본 지침에서는 개개의 수도시설에 관한 설계·건설연차, 적용규정, 지형·지반조건 등에 주목하여 준공도, 설계도서, 과거의 지진피해 사례나 유사시설의 내진설계·내진진단 결과 등에 의해 정성적인 내진성능의 평가를 실시하는 것을 말한다.
- 내진진단에 있어서는 방대한 시설 전체를 즉시 상세하게 진단하는 것이 곤란하기 때문에 우선 간이진단을 실시하고, 수도시스템 전체의 내진성능을 개관한 후에 우선적으로 상세진단을 실시하는 대상시설을 추출하는 것이 효율적·효과적이다. 다만, 시설수가 적은 수도사업체 등의 경우 등에서는 간이진단을 생략하고 상세진단을 실시해도 괜찮다.

② 상세진단 : 간이진단의 결과를 근거로 하여 기존시설의 내진보강의 필요 불필요나 백업기능의 검토 등을 실시하는 것을 목적으로 정량적으로 실시하는 상세한 진단

- 상세진단이란, 본 지침에서는 정성적인 간이진단의 결과를 근거로 하여 필요에 따라서 지반이나 구조물의 현상 조사(본 지침 「4.5.1.2 사전조사」 참조) 등을 실시해 신설하는 수도시설과 같이 본 지침 등에서 규정하는 내진설계법에 의해 내진성능의 평가를 정량적으로 실시하는 것을 말한다. 상세진단에서는 그 결과를 근거로 하여 내진보강의 필요, 불필요 및 개략의 보

강방법을 가세해 수도시스템 전체의 내진성능평가 등에 대해서도 검토를 실시한다. 그때에는 기존시설이 가지는 물성값의 경년변화나 기능을 적절히 평가하고, 그 결과를 상세진단이나 내진보강의 검토 등에 반영시킨다.

- ③ 내진진단의 방법에 대해서는 수도사업자 등의 특성, 대상시설이나 그 구조특성에 따라 적절한 방법을 선택
- 사업규모, 지반조건, 시설정비규정, 수도시설에 요구하는 내진 성능의 개념이나 설계방법 등이 다른 경우가 있기 때문에 본 지침에서는 표준적인 내진진단의 개념이나 방법을 적용한다.
 - 수도시스템은 관로나 다수의 구조물·설비로 구성되어 있으며, 다른 시설과 연결되어 있는 시설에서는 시설마다 내진진단 방법이 다른 경우가 있다. 이에 수도시설의 내진진단으로는 다음 표에 제시된 규정 등을 참조하여 구조물의 특성 등에 준한 방법을 선정하는 것이 바람직하다. 또한, 건축물의 내진진단은 건축기준법 및 고시가 규정하는 기준에 근거해 실시한다.

(표 2.1.2-1) 시설물별 내진진단 등 참고자료

| 참고자료명 | | 발행자 | 발행년월 |
|-------------------|---|------------|-------------|
| 진 반 | 수도의 내진화계획 등 책정지침 | 후생노동성 | 헤세이 20년 3월 |
| | 하수도시설의 내진대책 지침과 해설 (2006년판) | 일본하수도협회 | 헤세이 18년 9월 |
| | 수도 유지관리 지침 | 일본수도협회 | 헤세이 18년 7월 |
| | 수도시설 갱신 지침 | 일본수도협회 | 헤세이 17년 5월 |
| | 수도시설 기능진단의 안내 | 수도기술연구센터 | 헤세이 17년 4월 |
| | 지진에 의한 수도피해의 예측 및 탐사에 관한 기술개발 연구보고서 (제1권) | 수도기술연구센터 | 헤세이 12년 3월 |
| | 수도의 지진대책 매뉴얼 | 수도기술연구센터 | 헤세이 8년 9월 |
| 지진대책에 관한 대조조사 보고서 | 후생성 | 쇼 와 56년 3월 | |
| 수 관 교 | 수관교 설계기준 (내진설계편) | 일본수도강관협회 | 헤세이 19년 3월 |
| | 도로교 시방서 · 동해설 (V 내진설계편) | 일본도로협회 | 헤세이 14년 3월 |
| | 기설 수관교 내진보강의 기본방침 | 일본수도강관협회 | 헤세이 11년 10월 |
| | 기존 도로교의 내진보강에 관한 참고자료 | 일본도로협회 | 헤세이 9년 8월 |
| | 수관교 내진성 간이진단 수법 | 일본수도강관협회 | 헤세이 8년 4월 |
| 댐 | 하천구조물의 내진성능 대조조사 지침 (안) · 동해설 | 국토교통성하천국 | 헤세이 19년 3월 |
| | 대규모 지진에 관한 댐 내진성능 대조조사 지침 (안) · 동 해설 | 국토교통성하천국 | 헤세이 17년 3월 |
| 지 반 | 항만시설의 기술상 기준 · 동해설 | 일본항만협회 | 헤세이 19년 7월 |
| | 매립지의 액상화 대책 핸드북 (개정판) | 연안개발기술연구센터 | 헤세이 9년 8월 |
| 건 축 물 | 기존 RC조 건축물의 내진진단 기준 · 내진개수설계 지침 · 동해설(2001) | 일본건축방재협회 | 헤세이 14년 1월 |
| | 내진개수축진법을 위한 기존 철골조 건축물의 내진진단 및 내진개수 지침 · 동해설 (1996) | 일본건축방재협회 | 헤세이 10년 2월 |
| | 기존 철골 RC 건축물의 내진진단 기준 · 개수설계 지침 · 동해설(개정판) | 일본건축방재협회 | 헤세이 9년 2월 |
| | 관청시설의 종합내진진단 · 개수기준 및 동해설 | 건축보전센터 | 헤세이 8년 11월 |

3) 내진진단의 시점

- ① 기존시설을 내진진단하는 경우는 시설의 열화상황 등을 정확하게 파악할 필요가 있기 때문에 미리 기존 자료조사나 현상 조사를 실시하고, 그 결과 등을 내진진단에 반영
 - 내진진단을 실시할 때, 경년열화 등에 의해 건설 당시의 설계 조건을 만족하지 않는 것이 있기 때문에 시설을 신설하는 경우와 달리, 그 재료강도나 변형성능, 설비능력 등을 사전에 조사하고, 시설의 건전도를 확인한다. 특히, 과거에 재해 한 시설, 보수 이력이 있는 시설이나 변장이 생기고 있는 시설 등에 대해서는 시설의 잔류용력이나 변형, 지반의 잔류변위 등을 종합적으로 적정하게 평가하여 시설의 내진진단에 반영시키는 것이 중요하다.
- ② 내진진단에 적용하는 설계입력 지진동이나 요구되는 내진성능 등은 본 지침에 준하는 것을 원칙
 - 내진진단은 본 지침에 규정되고 있는 설계 입력지진동이나 시설의 중요도에 응한 내진성능 등에 준해 실시하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 건축물, 관로가 첨가되어 있는 도로교, 댐, 수관교의 하부구조 등은 각각의 관계 법령이나 규정들에 근거해 실시한다.
 - 내진보강의 긴급성은 있지만, 보강비용이 지극히 크고, 시공이 지극히 곤란한 경우 등은 요구되는 내진성능에 응한 내진보강을 할 수 없는 경우가 있다. 그러한 경우에는 2차재해 대상 시설의 내용연수나 백업시설의 정비상황 등을 감안하여 당면의 감재방책으로서 내진진단에 있어 요구되는 내진성능 등을 다소 완화해 정정적인 내진보강 (응급조치)을 실시하고 있는 사례도 있다. 다만, 요구되는 내진성능을 만족할 수 있는 상황이 되었을 경우에는 가능한 한 조기에 내진보강을 완료시킨다.
- ③ 수도시설은 많은 종류의 시설로 구성되어 있기 때문에 내진진단에 있어서 각 시설의 내진성능을 종합적으로 평가
 - 수도시설은 많은 종류의 시설로 구성되어 있으며, 각 시설에서는 지진시의 응답특성, 내진성능 및 대조조사 항목 등이 다르기 때문에 수도시설의 내진성능을 종합적으로 평가하는 것이

중요하다. 예를 들면, 정수장의 내진진단을 실시하는 경우에 혼화지나 침전지 등에는 급속교반기, 완속교반기, 경사판 (판) 등의 수중 기계설비는 물론 기계·전기계장설비 등도 정비되고 있기 때문에 개별시설의 내진진단만이 아니라 종합적인 기능평가도 실시한다.

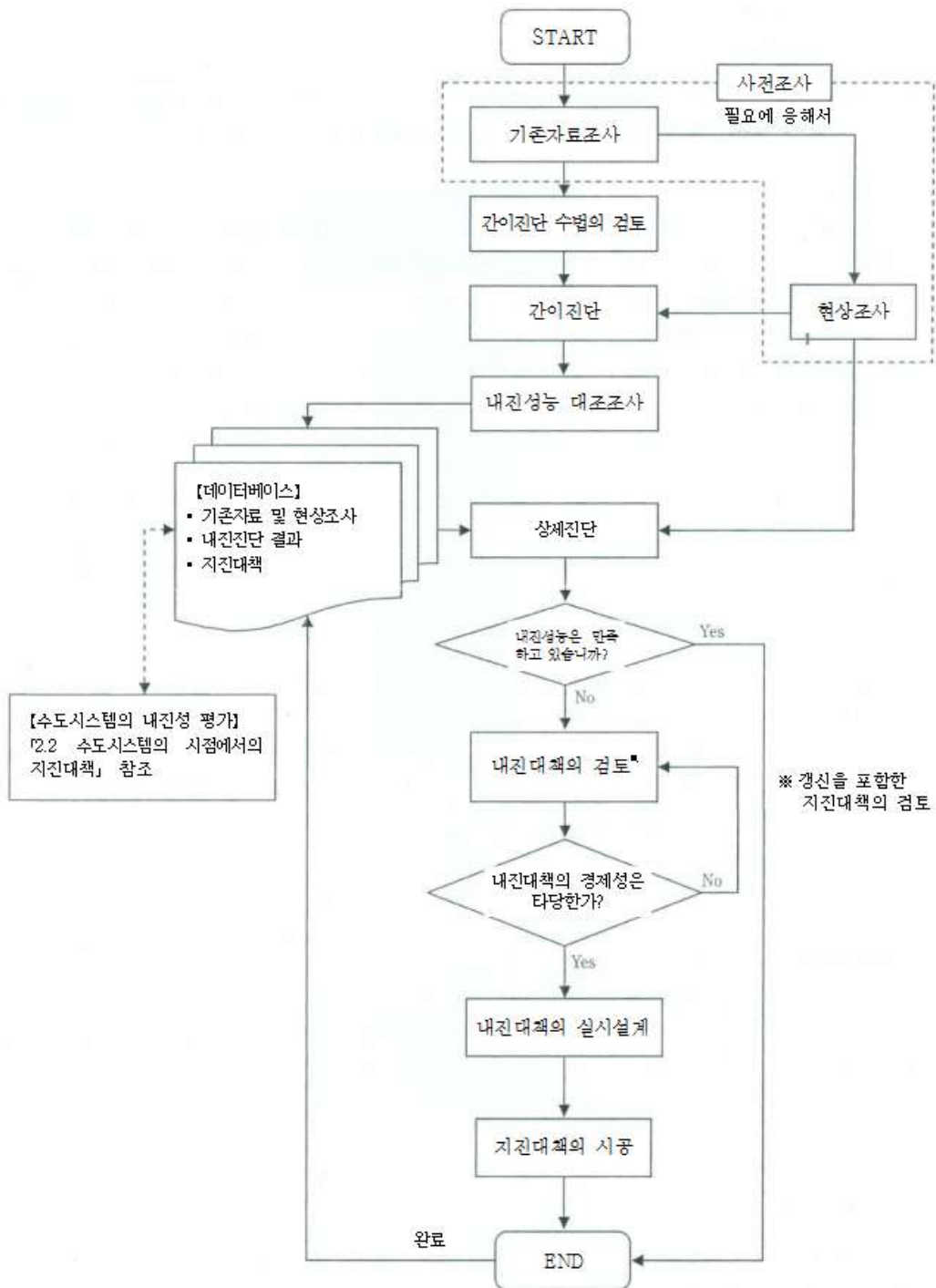
- 또한, 배수장의 내진진단을 실시하는 경우에는 배수지는 물론 장내 배관에 대해서도 고려할 필요가 있으며, 특히 관로와 구조물과의 취합부 등에 대해서 평가한다. 이와 같이 구조물 단체의 내진진단뿐만 아니라, 관로와의 접속부나 기계·전기계장설비의 내진성능도 아울러 평가한다.
 - 토목구조물과 건축물이 결합된 수조 첨부 건축물에 대해서는 본 지침 「4.3 건축물」에 근거해 내진진단을 실시한다.
- ④ 최근의 지진 등에 의한 수도시설의 피해상황에 주목해 그것들로부터 얻을 수 있는 새로운 지견을 가미하면서, 내진진단의 내용, 대상, 주목점 및 방법 등에 대해 적당한 재검토를 실시
- 「수도의 내진화 계획 등 책정지침(후생노동성, 헤세이 20년 3월)」에서 규정된 것처럼, 지진재해의 형태로서의 수해 등에 대해서도 감안할 필요가 있다. 수해의 예로서, 시설 주변의 지반 붕괴 등에 의한 토사의 유입, 하천의 수위상승이나 해일에 의한 침수(특히 지하실의 기기에의 영향)나 침식이 상정된다. 또한, 해일에 대해서는 취수구에서의 염해 등에 대해서도 유의한다.

4) 내진진단의 순서 등

수도시설의 내진진단을 실시할 경우는 우선 사전조사에 의해 대상 시설의 건전도를 파악하고, 내진성능의 대조조사를 실시한다. 그 결과를 근거로 하여 경제성을 고려한 지진대책에 대하여 검토를 실시한다.

또한, 내진성능의 대조조사 결과나 지진대책의 실시내용 등에 대해서는 수도시설대장 등에 기재한다.

- 사전조사, 내진진단 및 지진대책의 검토 등의 기본적인 순서는 다음 그림과 같다.



<그림 2.1.2-8> 내진진단 등의 기본절차

- 우선, 사전조사의 일환으로서 기존 자료의 수집을 실시하여 그것들을 이용해 간이진단의 수법을 검토한다. 또한, 대상 시설의 건전도 등을 확인할 필요가 있는 경우에는 현상조사도 아울러 실시한 후에 본 지침의 규정에 근거해 간이진단을 실시한다.
- 그 후, 간이진단이나 현상조사의 결과 등을 이용하여 본 지침의 규정에 근거해 정량적인 상세진단을 실시한다. 그 결과, 요구되는 내진성능을 가지지 않은 것이 판명되었을 경우에는 지진대책의 검토를 실시한다. 또한, 본 지침에서는 지진대책에는 내진 보강만이 아니고, 본 지침 「2.2.2 종합적인 지진대책」에 나타내는 시설갱신도 포함하고 있는 이러한 상세진단의 결과를 근거로 하여 지진대책의 설계, 시공을 실시한다.
- 수도시설의 상세진단이나 지진대책을 실시하는 경우에 대하여 현상조사에 의한 시설의 건전도, 내진성능의 대조조사 결과나 지진대책의 시공내용 등을 데이터베이스화 하고, 수도시스템 전체의 내진성능의 향상이나 비용 대 효과 등의 검토에 활용할 뿐만 아니라, 일상의 유지관리나 자산관리의 검토에도 활용할 수 있도록 그러한 내용을 수도시설대장 등에 기재하는 것으로 했다.

나. 사전조사

1) 기존 자료조사

수도시설의 내진진단, 내진보강 설계나 수도시스템 전체의 내진성능의 평가를 실시할 때의 기초자료로서, 시설의 준공도, 지반특성, 유지관리정보 등의 기존 자료를 미리 수집 정리한다.

- 기존 시설의 내진진단, 내진보강 설계나 수도시스템 전체의 내진성능의 평가를 실시하려면, 대상 시설의 준공시 및 현재의 상황을 파악할 필요가 있다. 그 때문에 준공 후의 시설의 열화, 구조나 용도의 변경, 재해이력 및 그 복구상태, 작용하중의 변화, 주변 개발에 의한 지반조건의 변화 등을 기존 자료에 의해 확인한다.
- 이러한 자료는 내진진단만이 아니라 시설의 갱신의 검토에 대해서도 귀중한 자료가 되기 때문에 시설의 준공도, 지반특성,

유지관리정보 등의 기존 자료를 힘을 다해 수집·정리하는 것이 중요하고, 특히 일상의 유지관리를 통해 시설대장에 유지관리 기록을 정리한다. 수집해야 할 기존자료는 다음 표와 같다.

(표 2.1.2-2) 기존 자료의 사례

| 분 류 | 주된 자료내용 | 주된 이용목적 |
|------------------|--|--------------------------------------|
| 방재 관련 자료 | 지역 방재계획 (피난소, 의료시설 등 응급급수 거점의 위치, 응급급수량 등) 활성단층도, 액상화 지도, 진도 분포도 해일 관련의 위험지도 (판로 등의 침식, 침수피해 취수에의 영향 등) | 내진진단의 대상시설 추출, 우선순위 검토 내진보강 검토 |
| 수도시설정비계획 관련자료 | 수도시설정비 장기계획, 수도시설 내진대책, 수도시설 갱신계획 | 내진보강, 갱신 검토 |
| 수도시설 관련자료 | 시설대장 (재료, 치수, 준공연도, 보수이력 등), 준공도, 배관도, 구조계산서 재해이력, 공사사진, 과거의 설계 규정들 기기 구조도, 기기 시방서, 반내도 기기 부속 배관도, 덕트류 지지방법 기기 등의 고정방법 (내진 스톱퍼의 유무) | 내진진단, 내진보강방법 검토 |
| 지반 관련자료 | 지형도, 조성도, 토질 데이터 (토질 기동모양도, 토질 의 물성치, 지하수위, 공학적 기반면 등) 지반개량 시공도, 액상화 · 산사태 맵 | 내진진단, 내진보강방법 검토 |
| 기타 | 중대한 2차재해의 발생이 예측되는 궤도 고속도로, 하천 등의 횡단에 관한 자료 개발에 의한 주변지형 · 환경의 변화상황 관련자료 | 내진진단의 대상시설 추출, 우선순위 검토 |

2) 현상 조사

기존 자료로부터 얻을 수 있는 내진진단 등에 관한 정보가 불충분한 경우에 지반이나 수도시설의 현상 등을 확인하기 위한 조사를 실시한다. 그 조사항목이나 방법에 대해서는 시설의 종류나 열화 원인, 조사목적 등을 고려해 적절히 선정한다.

- 기존 시설의 열화기구의 추정이나 열화예측에 근거하여 보수·보강의 필요와 불필요의 판정 및 그 방법의 검토, 내진보강의 설계의 검토 등을 실시할 때에 지반, 시설, 설비기능 등에 관한

정보를 기존 자료조사로부터 충분히 확인할 수 없는 경우나, 역사적 구조물과 같은 낡은 시설에서 기존 자료를 입수하는 것이 곤란한 경우에는 현상조사에 의해 가능한 한 정량적으로 확인한다.

- 현상조사의 항목이나 방법에 대해서는 시설의 종류나 열화상황으로부터 그 원인의 추정이나 열화예측을 실시하기 때문에 필요한 정보를 고려해 최적의 것을 선정한다. 또한, 현상조사를 실시할 때, 시설의 구조나 공용중의 기능에 힘을 다해 지장을 주지 않게 유의한다. 예를 들면, 공시체의 채취에 있어서는 열화가 진행되고 있는 개소 중에서 미리 철근 위치를 레이더 탐사기에 의해 확인하며, 공시체의 채취 후의 수복도 적절히 실시한다. 특히, 역사적 구조물의 경우에는 문화재적인 가치 등도 고려해 현상조사를 실시하는 것이 중요하다. 시설에 영향을 주지 않고 현상조사를 실시할 수 있는 비파괴 검사에 대해서는 각각의 검사의 특징을 파악해 최적의 검사방법을 선정한다.

a. 지반·지형

지반·지형에 관한 현상조사는 액상화나 측방유동 등의 발생의 유무, 기초를 포함한 구조물의 내진설계와 관련되는 전체조건 등을 확인하기 위해서 필요하며, 현재 위치 및 주변에서의 토질 데이터가 없는 경우에는 현재 위치에서의 보링, PS검층 등 토질조사를 실시한다 (본 지침 「3.1.2 내진설계에 있어서의 지반조사」 참조). 또, 터널 상부의 개발, 시설 주변의 지반 높이의 변화 등 지형이나 주변환경이 건설시와 다른 경우 근방에 활단층이 있는 경우 시설의 부등침하나 경사 등의 우려가 있는 경우에는 측량 등도 실시한다.

b. 매설관로

매설관로에 관한 현상조사에 대해서는 관중이나 관두께 등 관체 자신의 상황뿐만 아니라, 매설환경, 사고·불만정보 및 사회적 정보 등에 대해서도 확인한다 ((표 2.1.2-3) 참조). 특히, 구조물과 관로와의 연결부는 부등침하가 진행하여 지진시 파손한 예가 많기 때문에 조사대상으로 한다.

관로정보는 종류도 많고 양도 방대하기 때문에 과거의 자료나

조사결과를 기초로 해 일상의 유지관리 중에서 얻을 수 있는 새로운 정보를 적당히 추가하고, 분류 정리하는 것이 필요하다. 그 때문에 수집한 관로정보를 GIS와 관련지은 지도제작 시스템에 의해 시설을 관리하는 방법도 있다.

(표 2.1.2-3) 매설관로의 현상조사 일람표

| 조사항목 | 주된 조사내용 |
|-----------|--|
| 관체 등 | 구경, 관종, 부설연도, 이음새 형식, 연장, 신축관의 유무 폴리에틸렌 슬리브의 유무, 내 · 외면 도장의 종류와 열화상황 부식 · 중성화 · 열화상황, 외면손상상황, 관체강도 녹후에 의한 관내 폐색상황, 녹의 성질과 상태, 관로 부속시설의 상황 |
| 매설환경 | 포장종류, 점용도로 종별, 교통량, 토피, 지하수위, 매설토 매설위치의 지질, 토양의 부식성, 부등침하의 유무, 다른 매설물의 유무, 미주전류의 유무, 표층지반의 두께 · 토질 · N값 |
| 사고 · 불만정보 | 원인, 발생 개소, 누수상황, 수리방법, 사고의 영향 |
| 사회적 정보 | 급수호수 (급수 인구), 사용수량, 시가화 상황 중요시설 (방재거점, 지역 핵심 병원 등)의 유무 |

c. 콘크리트 구조물

콘크리트 구조물의 주된 열화요인은 중성화, 염해, 알카리 골재 반응(알칼리 실리카 반응), 동해 화학적 침식, 피로, 풍화·노화, 화재 등이다. 특히, 수도시설 열화요인의 특징으로서 수도물에 포함되는 염소에 의한 화학적 침식에 의해 콘크리트 표면의 박리·박락이나 강재의 부식 등이 있다.

수도시설에 대해서는 누수에 의한 손실은 물론 외부로부터의 침투수에 의한 수질오염의 우려가 있기 때문에 내진성과 함께 수밀성이 요구된다. 이에 주변 확인 등에 의한 외관 변형조사(균열, 철근노출 등)는 물론, 콘크리트나 철근의 코어채취나 각음 등에 의한 파괴검사, 전자파, 탄성파 등을 이용한 비파괴 검사를 실시하여 시설상태를 종합적으로 평가한다((표 2.1.2-4) 참조). 콘크리트 구조물 내부나 기초 등의 건전도 조사에 대해서는 소구경의 천공을 한 후에 공업용 내시경이 사용되고 있다.

현상조사에 해당하는 주된 유의점을 아래에 나타낸다.

- ㉠ 신축 줄눈이 있는 시설에 대해서는 경년열화에 의한 지수판과 콘크리트의 느슨해짐, 지진이나 부동 침하에 수반하는 줄눈부의 벌어짐이 표면화하고 있는 사례가 많다. 때문에 내부방수나 신축 줄눈의 열화에 대해서도 꼼꼼하게 조사할 필요가 있다.
- ㉡ 콘크리트 구조물에 접촉되고 있는 신축관 등에 관해서는 부동침하에 의한 기능저하나 관체의 매크로 셀 부식의 가능성이 있으므로 내·외부에서의 조사를 실시한다.
- ㉢ PC 구조물에서는 PC 강선이나 PC 강봉의 부식에 의한 영향이 중대하기 때문에 쉬스 내의 그라우트 충전 상황을 확인하는 것이 중요하다. 또한, PC 탱크의 돔 지붕과 벽체 연결부에 철근노출이나 부식 등의 사례가 많기 때문에 유의가 필요하다.
- ㉣ 반발경도법에 있어서는 JSA 1155에 규정되고 있는 측정의 관련사항을 준수한다. 예를 들면, 1개소의 측정에서는 서로 25~50mm의 간격을 가진 9점에 대해 측정하는 것, 측정값이 콘크리트 표면의 경도를 나타내고 있는 것 또는 표면처리 등에 유의한다.
- ㉤ 코어채취 개소 및 개수에 관해서는 구조물이나 방수층 등의 열화상황, 구조물에 주는 영향, 조사결과와 불균형 등을 고려해서 결정한다. 예를 들면, 지장구조물로는 기상, 액상, 지외는 물론 운용 수위부에서 채취하고 있는 사례가 많다. 또, 저판, 측벽, 정판이나 기둥마다의 현치부에서 채취하고 있는 사례도 있다.
- ㉥ 구조물에 주는 영향을 경감하기 위해 직경 2.5cm 정도의 소구경 코어에 의한 천공조사, 로봇을 사용해 배수지 내면이나 용도 내부를 조사하는 사례가 있다.

(표 2.1.2-4) 콘크리트 구조물의 현상조사 항목과 활용

| 조사항목 | 조사방법 | 조사로부터 얻은 정보 | 조사결과의 이용·용도 | |
|---|-------------------------|----------------------------------|-------------------------|---|
| 구 조 물 해 석 조 사 | 콘크리트 강도 | 압축강도시험 (JIS A 1107) | 콘크리트의 압축강도 정탄성계수 | 콘크리트의 열화보수의 검토 내진진단·내진보강 설계의 조건에 반영 |
| | | 반발도법 (JIS A 1155, JSCE-G 504) | 콘크리트 압축강도(표면) | |
| | | 초음파법 (JCMS III B 5704) | 콘크리트 압축강도 | |
| | 철근강도 | 인장시험 초음파법 | 철근의 인장강도 | 내진진단·내진보강 설계의 조건에 반영 |
| | 철근 및 PC강재 의 상태 | 각음시험, 삭공조사 | 철근의 부식상황, 피복두께, 종류 등 | 철근 방장처리, 보수공법 검토 내진진단·내진보강 설계의 조건에 반영 |
| | | | 목시 (공업용내시경) | |
| | | X선투과법 | 철근의 배근위치 그라우트 충전상황 | |
| | | 전자파 레이더법, 전자유도법 | 철근의 배근위치, 지름, 피복두께 | |
| | | 자연전위법 | 철근의 부식상황 | |
| | 구조물의 변위 | 수준측량 | 부등침하 | 내진성능에 관한 시설물의 건전도 검토 |
| 스케일 계측 | | 부재의 굴곡 | | |
| 구 조 물 열 화 상 태 조 사 | 균열 | 목시조사, 삭공조사 | 균열상황 | 균열보수공법의 검토 내진진단·내진보강 설계의 조건에 반영 |
| | | 초음파법 (JSMS III B 5705) | 균열깊이 | |
| | | AE법 (JSMS III B 5706) | 균열의 진행상황 | |
| | 중성화 | 페놀프탈레인법 (JIS A 1152) | 중성화 깊이 중성화 속도계수 | 중성화에 대한 보수·보강공법 검토 |
| | 알칼리 골재 반응 | 각음조사, 삭공조사 | 겔, 팽물의 특정 | 알칼리 골재반응에 대한 보수·보강공법의 검토 |
| | | | 화학법 (JIS A 1145) | |
| | | 몰탈바법 (JIS A 1146) | 팽창량 잔존 팽창량 | |
| | 염화물 이온 | 염화물 함유량 (JIS A 1154) | 염화물 이온농도 | 염해에 대한 보수·보강공법의 검토 |
| | 콘크리트 표면열화 | 타음법, 목시 | 콘크리트의 부상 박리의 유무 | 박리, 뜸 보수공법의 검토 |
| | | 충격탄성파법, 초음파법 | 표면박리까지의 깊이 | |
| 데모그래피법 | | 콘크리트의 부상 박리의 유무 | | |
| 동해 | 리니어트래버스법 수정 포인트 카운트법 | 기포 간격 계수 공기량 | 동해에 대한 저항성의 검토 | |
| | 세공경 분포시험 | 세공경, 세공량 | | |

d. 강구조물

강재 제품 탱크, 고가탱크나 수관교 등 강구조물에 관한 현상조사에 대해서는 강재의 부식과 도장의 상태가 주된 조사항목이 된다. 종래부터 측벽에는 손상이 적고, 지붕부에서는 염소의 영향에 의해 부식이 발생하기 쉽다. 특히 기상부에서의 용접 개소나 열영향부에 유의가 필요하다.

강구조물은 재료의 품질이 균일하기 때문에 외관조사에 의해 상처나 핀홀이 없는 것을 확인하고, 소정의 도장막 두께가 있는 경우는 열화하고 있지 않다고 일반적으로 판단하고 있다. 때문에 부재인 강재의 두께와 도막 두께를 현상조사에서 측정하고 있는 경우가 많다.

강재 두께의 측정방법으로는 초음파탐상법은 물론 전자기탐상법(저주파와류탐상법, 누설자속심상법, 자기포화과류탐상법) 등이 있다. 측정에 있어서는 측정장치의 성질을 충분히 감안해 측정방법을 채용하여 부재 두께마다 적절한 개소에서, 특히 부식이 발생하고 있는 개소를 중심으로 측정한다. 또, 측정값에 도막 두께가 포함되어 있는 것에 유의가 필요하다.

e. 건축물

건축물에 관한 현상조사에 대해서는 「기존 철근 콘크리트조 건축물의 내진진단 기준·내진개수설계 지침·동해설 (일본 건축방재협회, 2001)」 등을 참고로 아래에 나타낸 실태조사를 필요에 따라 실시해 결과를 진단에 반영시킨다.

- ㉠ 구조부재의 내력 산정에 필요한 재료강도, 단면치수
- ㉡ 구조 균열 및 변형의 발생 정도와 그 범위
- ㉢ 변질·노후화의 정도와 그 범위

3) 현상조사의 평가

- ① 현상조사 결과 등에 기초를 두고 지진시의 지반거동이나 시설의 열화요인 추정 및 열화예측을 실시해 그것들을 적절히 평가한 후에 내진진단을 실시
 - 현상조사 등의 결과는 지진시에 있어서의 지반거동의 추정 외, 시설의 열화상황을 파악하여 설계의 검증, 열화요인이나 장래

시설의 건전도를 추정하기 위해서 중요하다. 또, 현상조사의 결과에 근거하여 요구되는 내진성능이나 기능 등을 고려한 내진진단을 실시해 보수나 보강의 필요와 불필요를 판단한다. 그때에는 환경조건, 사용조건, 설계조건, 시공조건 및 현상조사에 의해 얻을 수 있는 정보의 격차를 고려한다.

「콘크리트의 균열조사, 보수·보강지침(일본 콘크리트 공학협회, 2003)」에 의하면 보수가 필요한 콘크리트 크랙 폭의 기준은 시설의 환경조건에 의하지만, 내구성의 관점에서는 대체로 0.4~1.0mm 이상, 수밀성(수질 보관유지)의 관점에서는 0.2mm 이상으로 되어 있다. 다만, 내구성에 관해서는 알카리 골재반응, 중성화, 염해, 철근의 부식 등 다른 요인도 고려한 구조 부재로서의 안전성, 균열 관통의 유무 등의 수밀성을 확인하여 종합적으로 판단하지 않으면 안 된다. 콘크리트의 균열과 열화와의 관계에 대해서는 여러 가지의 연구를 하고 있으며, 「콘크리트 표준시방서(일본토목학회, 2002)」나 「철근 콘크리트조의 균열대책(설계·시공) 지침·동해설(일본건축학회, 2002)」 등이 참고가 된다.

② 현재의 하중이나 부재법 등이 설계의 전제조건과 다른 경우에는 현상조사 결과의 값을 원칙 채용

- 시공 중의 설계변경, 시공불량 및 완성 후의 별도공사 등에 의해 재료특성, 단면치수, 배근상황이나 하중조건 등이 당초 설계와 다른 것이 판명되었을 경우에는 현상조사 결과를 내진진단에 채용한다.

콘크리트 구조물의 경우 설계강도보다 높은 배합으로 통상 시공되고 있지만, 강도시험 결과가 설계강도를 웃돌고 있는 경우에서도, 시험 결과의 정도 등을 감안해 설계값을 채용하고 있는 경우가 많다.

한편, 강철 구조물의 경우는 재료의 품질이 균일하기 때문에 내진진단에 있어서의 부재 두께로는 실측의 최소값이 적용되고 있다.

또한, 강도가 설계값에 비해 꽤 높은 경우에는 변형성능이 뒤떨어지고 있는 것이 상정되기 때문에 취성과파괴 등에 유의가 필요하다. 또, 단면법이 설계값보다 큰 경우에는 내하력적으로는

향상하지만, 응력집중 등을 감안하면 반드시 안전하다고는 할 수 없기 때문에 유의해야 한다.

배수지 상재하중이나 편토압의 상황 등 외적요건이 설계값과 다른 경우나, 수운용상의 고수위(H.W.L.)가 설계시보다 낮게 설정되어 있어서 작용 수압이 낮은 경우 등에서는 장래의 이용 형태를 근거로 하여 현상조사의 결과를 내진진단에 채용하는 것이 바람직하다.

- ③ 시설의 열화 등이 판명되었을 경우에는 그 결과를 시설의 내력 대조조사 등에 적절히 반영
 - 현상조사에 의해 시설의 열화에 의한 내진성능의 저하가 예상되는 경우는 강도나 부재 치수 등의 물성값에 대해서는 시설의 당초 설계조건과 조합하여 수도사업자 등이 조사결과를 참고로 열화를 고려한 내하력 등을 산정하고 있는 경우가 많다.
- 콘크리트 구조물에 대해서는 「콘크리트 표준시방서 유지관리 편(일본토목학회, 2007)」 등이 참고가 된다.

다. 간이진단

1) 기본개념

간이진단은 대상 시설의 특성이나 진단결과의 활용도에 따르고, 적절한 방법에 의해 실시한다.

- 수도시설의 내진성능을 평가하는 경우는 시설의 종류, 구조형식, 형상, 설치조건, 주변 지반 및 입력지진동 등 수많은 특성을 고려할 필요가 있다. 때문에 간이진단을 실시할 때, 그러한 대상 시설의 특성과 진단결과의 활용도에 따라 필요하게 되는 진단결과의 정도, 각 대상 시설의 내진상의 과제나 대조조사 항목 등을 근거로 하여 적절한 진단 방법을 채용한다.

따라서, 수도시설을 대상으로 하는 간이진단 방법을 획일적으로 정하는 것은 곤란하며, 그때마다 적절한 간이진단 방법을 선택하는 것이 중요하다. 예를 들면, 구조물의 내하성능을 수치로 평가하는 경우는 간편한 구조 모델을 대상으로 한 내진계산을 실시하는 방법을, 지반의 영향이 큰 시설을 대상으로 하는 경우는 지반에 관한 특성 평가에 주목한 방법을 채용하면 좋

다.

본 지침에서는 간이진단 방법의 사례를 아래에 나타내지만, 이러한 진단결과의 정도나 경향은 방법마다 달라 대상 시설의 특성이나 진단목적에 근거로 해 적절한 방법을 단독 또는 복수 채용할 필요가 있다.

a. 건설연차에 의한 평가

이 방법은 각종 기술 규정들이나 기술개발의 변천에 주목해 대상 시설의 건설연차로부터, 설계에 적용된 기술규정 및 설계입력 지진동 조건 등을 추측하는 것으로써, 내진성능을 평가하는 방법이다.

b. 과거의 지진피해 사례에 의한 평가

과거의 대규모 지진시의 피해사례 연구 성과 등을 참고로 유사 시설의 피해사례에서 피해를 상정하는 것으로써 내진성능을 평가하는 방법이다. 효고현 남부 지진 이후의 대규모 지진에 대해서는 (표 2.1.2-5)에 기술한 것과 같이 내진성능이 낮은 관로의 피해, 지장구조물의 신축 줄눈의 피해, 액상화나 산사태 등의 지반변형에 의한 피해사례가 있다.

c. 과거의 종합 평점법에 의한 평가

이 방법은 「지진에 의한 수도피해의 예측 및 탐사에 관한 기술개발 연구보고서-제1권(일본 수도기술연구센터, 헤세이 12년 3월)」, 「수도시설 갱신지침(일본수도협회, 헤세이 17년 5월)」이나 「수도시설 기능진단의 안내(일본 수도기술연구센터, 헤세이 17년 4월)」 등에 기초를 두고 적용 설계기준, 지반조건, 구조형식, 기초구조형식 및 진도계 등의 항목에 대해 점수화하여 그 종합 평점에서 내진성능을 통계학적으로 평가하는 방법이다.

d. 간편·합리적인 내진계산 등에 의한 평가

대상 시설의 내진성능을 간편한 내진계산 등으로 평가하는 방법이다. 예를 들면, 과거의 구조계산서에 의한 지진시 증분하중이나 재료조건 등의 설계조건 분석, 필요한 내진성능을 가지는 유사시설과의 단면성능의 비교, 한층 더 간편한 구조모델·간편한 수법을 이용한 내진계산의 실시 등이 있다.

(표 2.1.2-5) 과거 수도시설 피해의 특징

| |
|--|
| <p>효고현 남부지진 (발생 연월일 : 1995년 1월 17일)</p> <p>【지장구조물 등】</p> <ul style="list-style-type: none"> • 몸체의 피해는 추정 최대수평가속도가 500gal 이상의 개소에서 발생하고 있지만, 양호한 지반으로 지반침하 등을 인정받지 못했던 개소에서는 현저하지 않다. • 지반침하 등이 보인 개소에서도 쇼와 55년 이후의 건설시설에 피해는 적다. • 몸체의 피해가 비교적 큰 시설에 많아 줄눈의 벌어짐·크랙 등이 발생하고 있다. • 수증기기에 관한 피해는 경사관·슬러지 소기기의 탈락이 많으며, 또 몸체에 피해가 생겼을 경우에 현저하다. <p>【관로】</p> <ul style="list-style-type: none"> • 단위연장당 피해율은 ACP·VP·CIP의 순서로 크며, DIP나 SP는 작다. • 소구경만큼 피해율이 크다. • 피해형태는 이음새의 누락·직관의 파손이 많으며, 이형관이나 이음새의 파손은 적다. • DIP는 이음새의 누락이 ACP는 직관부 파손이 많다. • 이러한 관의 피해율은 최대가속도가 300gal를 넘는 지역에서 커지는 경향이 있다. • 액상화 발생지구에서는 최대가속도가 동일한 정도의 지구에 비해 피해율이 6~10배가 되지만, S형·S II형의 피해는 생기지 않았다. <p>【수관교】</p> <ul style="list-style-type: none"> • 수관교(584교 조사)의 피해(통수불능 8교)는 임해부에 집중하고 있으며, 주변 지반의 피해의 영향을 받은 것이라고 생각되어 진다. • 피해상황은 교대파손이나 호안이동에 의하는 것이 많다. • 신축가요이음새를 이용한 개소에서는 변위가 생긴 장소(33개소)에서도 누수의 피해는 생기지 않았다. • 신축이음새의 개소에서는 변위가 생긴 장소(13개소) 중 약 반수에 대하여 누수의 피해가 생기고 있다. |
| <p>돗토리현 서부지진 (발생 연월일 : 2000년 10월 6일)</p> <ul style="list-style-type: none"> • 정수시설의 피해는 유리창의 파손이나 건물 벽에 금이 간 정도이며, 동력설비나 장내 배관 등 주요시설은 거의 피해를 받지 않았다. • 관종별의 피해형태, 액상화나 가속도에 대한 피해율 등은 효고현 남부지진과 대체로 일치하고 있다. |
| <p>케이요 지진 (발생 연월일 : 2001년 3월 24일)</p> <ul style="list-style-type: none"> • 쿠레시의 배수관 피해는 15개소(피해율 0.017개소)로 경미하다. |
| <p>미야기현 북부지진 (발생 연월일 : 2003년 7월 26일)</p> <ul style="list-style-type: none"> • 구조물에 큰 피해는 없지만, 액상화 발생 등의 지반변형에 의한 관로 피해가 많다. |
| <p>니가타현 주에츠 지진 (발생 연월일 : 2004년 10월 23일)</p> <ul style="list-style-type: none"> • 대규모 시설의 피해는 신축 줄눈의 파손이나 크랙으로부터의 누수 등 비교적 경미한 것이 많으며, 통수기능이 정지하는 큰 피해는 없다. • 소규모 시설에서 키 주변 지반의 붕괴나 활동에 의해 구조물이 이동이나 침하하고, 기능이 정지하는 피해가 생기고 있다. • 양단 고정 수관교에서는 지반변위를 관 본체로 흡수하지 못하고, 하부구조까지 피해가 확대됐다고 추정되는 케이스가 있다. • 자가발전설비가 지하수나 배관의 파손 등 때문에 기동하지 못하고, 복전에 몇 일을 필요로 하고 있다. • 관로 피해는 액상화에 의해 도로가 함락한 장소, 옛날의 하천이나 옛날 늪지대 등의 연약지반, 조성지, 성토부 및 경사면에서 발생하고 있다. |
| <p>노도한또 지진 (발생 연월일 : 2007년 3월 25일)</p> <ul style="list-style-type: none"> • 수관교는 교대 등의 침하에 의해 상부구조나 지지부에 손상이 생기고 있다. • 석면관이나 염화비닐관 (TS)은 지반변장이 없는 개소에서도 피해를 받고 있지만, 닥타일 주철관 (일반 이음새)의 피해는 지반이 나쁜 개소에서 발생하고 있다. |
| <p>니가타현 주에츠오키 지진 (발생 연월일 : 2007년 7월 16일)</p> <ul style="list-style-type: none"> • 구조물의 매입배관과 매설배관의 취합부에서 빠져나옴이 발생하고 있다. • 닥타일 주철관 K형은 간선 관로의 지반이 나쁜 개소에서 피해가 발생하며, 비교적 지반이 좋은 개소에서는 피해가 생기지 않았다. |

2) 시설물별 간이진단 방법

간이진단은 대상 시설의 특성에 유의해 실시한다.

a. 매설관로

매설관로에 대해서는 원칙적으로 관중이나 이음새 구조 등에 의해 그 내진성능을 평가하지만, 아래에 나타난 항목에 대해 유의한다.

- ㉠ 본 지침 「4.2.1 매설관로」에 규정하는 관로의 종류와 그 갖추어야 할 내진성능
- ㉡ 단층 부근, 경사면 지형, 벼랑 지형, 액상화 지반 등의 부설
- ㉢ 게이트 밸브·소화전·공기밸브 등의 속구류와의 상대변위 등
- ㉣ 밸브실의 보강, 몸체의 고정화 등
- ㉤ 할정우 부분, 급수관 분기 개소
- ㉥ PIP 관로, 추진 관로

덧붙여 「관로의 내진화에 관한 검토회 보고서(일본 후생노동성, 헤세이 19년 3월)」에 의하면 석면시멘트관, 주철관, 경질염화비닐관(TS 이음새)은 “내진적합성 없음”이라고 자리매김되고 있다.

b. 쉘드, 입갱, 지하배수로, 공동구, 산악터널

쉘드터널은 원형구조이기 때문에 내진성이 뛰어나며, 산악터널이나 개착터널에 대해서도 주변 지반의 변형에 따르기 때문에 내진성능이 뛰어나다고 일컬어지고 있다. 그러나 지하배수로, 공동구 등을 포함한 선상구조물에 대해서는 아래의 개소에 있어 지진시에 큰 피해나 단면력이 발생할 우려가 있으므로 유의한다.

- ㉠ 이중 구조물과의 접속 개소 (쉘드터널의 입갱 접속부 등)
- ㉡ 터널 분기부, 굴곡 (급곡선) 부
- ㉢ 단층 횡단 (근방구간 포함), 층 경계부 등 지반조건의 변

화부

- ㉔ 액상화, 측방유동, 산사태 등에 의해 큰 지반변위가 생기는 구간
- ㉕ 터널이나 교량 등 근접 구조물에 의한 상호영향을 받는 구간
- ㉖ 하천횡단 등 지표면 형상이 급변하는 구간
- ㉗ 심각한 2차재해의 발생이 예상되는 구간
- ㉘ 열화가 현저한 구간 (부식성 토양 등)

덧붙여 액상화가 발생할 우려가 있는 구간에서는 떠오름과 지진 후의 과잉간격수압의 소산에 수반하는 침하에 유의한다.

c. 지장구조물 등

지장구조물이나 지상수조는 기능, 재질이나 구조형식의 종류가 많아 설치조건이나 지반조건도 대상시설에 의해 차이가 난다. 또, 같은 구조 종별로 구조형상이 유사하여도 적용한 설계기준이나 내진계산법이 다르며, 또는 설계에 있어서 안전율의 차이 등에 의해 부재나 구조 전체의 내진성능은 대상 시설마다 다른 것이 많다. 그 때문에 지장구조물을 대상으로 한 간이진단 결과의 정도를 높이기 위해서는 대상 시설마다 지진에 의한 영향을 가능한 한 정확하게 평가하는 것이 특히 중요하다. 본 지침에서는 이러한 지장구조물 등의 특성을 근거로 그 간이진단 수법의 예를 나타낸다.

① 건설연차에 의한 평가

지장구조물 등은 건설연차에 의해 적용하고 있는 기술기준이 다르기 때문에 간이진단에서는 건설연차에 의한 내진성능의 경향을 알 수 있다.

예를 들면, 「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1979)」에 주목하면, 동지침의 적용 이후로는 표준설계 수평진도의 하한값이 0.2로 인상되어졌으며, 1997년 개정판 지침의 적용 이후에서는 대규모 지진에 의한 대조조사가 도입되고 있다.

또, PC 탱크에서는 현행의 「수도용 프리스트레스트 콘크리트 탱크 설계 시공지침·해설(일본수도협회, 1998)」에 의하면

1980년 이후에 설계된 용량 15,000m³ 이하의 PC 탱크는 「수도 시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1979)」, 「수도용 프리스트레스트 콘크리트 탱크 표준시방서(일본수도협회, 1980)」에 근거해 설계되고 있는 경우에 비교적 높은 내진성능을 가진다고 상정되므로, 내진진단은 생략할 수 있다고 여겨지고 있다.

참고로 한신수도기업단의 침전지 단면형상의 변천을 <그림 2.1.2-9>에 나타내었다. 이러한 변천은 다른 사업체에서의 동류 시설에서도 비교적 잘 볼 수 있는 경향이다. 단면형상은 설계와 관련되는 기술기준의 변천이나 설계개념의 차이 등에 의한 영향을 나타내고 있어 구조물의 내진성능에 차이가 있는 것을 간단하게 추측할 수 있다.

② 과거의 지진피해 사례에 의한 평가

효고현 남부지진 이후의 대규모 지진에 의한 지장구조물의 지진피해는 대체로 아래대로이지만, 이것들에 주목해 대상시설의 내진성능을 개관할 수 있다.

- 지반변형 등의 외적인 요인이 없는 경우 구조체의 손상피해는 적다.
- 비교적 새로운 시설이어도 신축 줄눈에서의 피해가 많다.
- 액상화나 산사태, 보다 더 연약한 기초지반의 변형 등에 의한 피해 사례가 많다.
- 구조물에서의 누수 등에 의해 정수설비의 운전이 영향이 생긴 피해를 볼 수 있다.

또, 헤세이 15년(2003년) 토카치오키 지진에 대해서는 장주기 성분이 큰 지진파의 영향에 의해 석유 콤비나트(combina)에서의 액면요동에 의한 뜬 지붕의 파괴, 중유의 유출이나 화재가 발생했다. 때문에 규모가 큰 수조구조물이나 경사관(관) 등의 수중 기계설비가 설치되어 있는 정수시설 등, 액면요동에 의한 영향이 염려되는 시설의 진단에 있어서는 이러한 영향에 대해서도 고려한다.

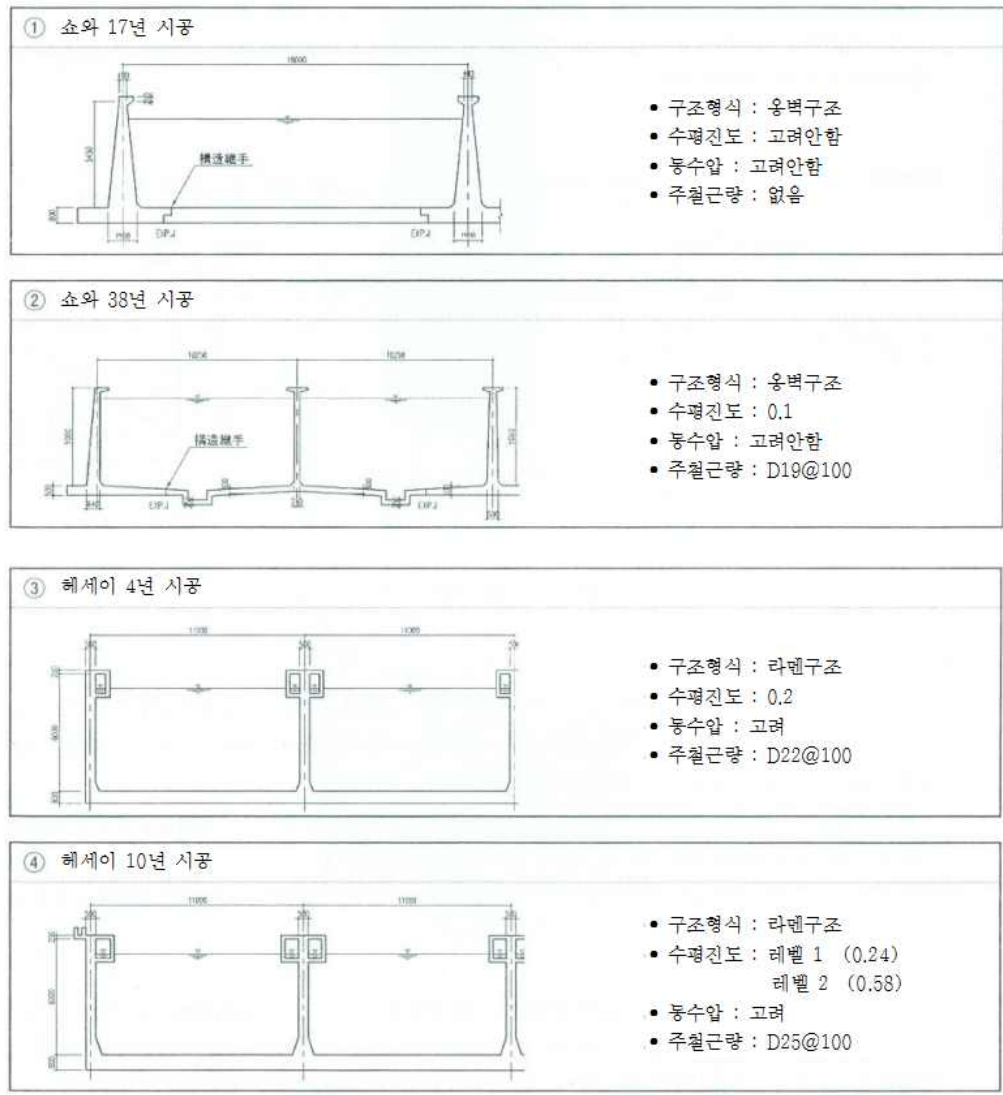
한신 수도기업단의 침전지는 형상이 유사하지만, 아래 그림에 나타난 것 같은 형상이나 설계사상 등의 변화에 수반해 건설연차로 단면 형상이 크게 차이가 난다.

①의 구조는 측벽이나 격벽이 각각 독립한 옹벽 구조로 되고 있으며, 수조로서의 강성은 낮은 것이라고 생각되어진다. 또, 응력에 관해서는 콘크리트의 두께로 대응하는 설계로 되어 있던 것이라고 추측할 수 있다.

②의 구조도, 측벽, 도류벽 및 격벽이 각각 독립한 옹벽 구조로 되어 있지만, 응력의 변화에 맞추어 부재 단면을 변화시킨 경제설계가 되고 있다. 또, 도류벽의 부재 치수가 꽤 얇기 때문에 지진시 동수압을 작용시킨 해석은 실시하지 않는다고 추측할 수 있다.

③ 및 ④의 구조는 모두 라멘구조이지만, 레벨 2 지진동 고려의 유무에 의해서 철근량이나 일부의 부재법이 차이가 난다.

또한, 내진설계에 관해서는 ①의 경우에는 지진력은 고려되어 있지 않다고 생각되어진다. ② 및 ③의 경우에는 당시의 내진 관련 규준에 근거해 설계수평진도로서 각각 0.1, 0.2가 이용되고 있다. ④의 경우 레벨 2 지진동을 고려하고 있다.



<그림 2.1.2-9> 침전지 단면형상의 변천 (한신 수도기업단 사례)

③ 구조도, 배근도의 평가

진단 대상시설의 각 부재·부위에 있어서의 단면제원(철근량이나 부재두께 등)과 최신 규정에 의해 내진설계를 실시한 유사시설의 단면제원을 비교하는 것에 의해 내진성능을 평가한다. 낡은 시설 등에 대해서는 최신 규정에 의해 설계된 시설과 비교해서 철근량·부재 단면치수가 극단적으로 적은 경우가 있기 때문에 비교적 간단하게 내진성능을 추측할 수 있다.

④ 구조계산서의 분석, 평가

구조계산서의 설계입력지진동이나 하중조건, 허용응력도 등의 재료조건 및 응답값 등을 현행 규정과 대조하여 분석을 실시하는 것으로 내진성능을 추측할 수 있는 경우가 있다.

예를 들면, 레벨 1 지진동의 대조조사에서는 설계 당시와 현행 기준으로 같은 내진계산법(허용응력도법 등)을 이용하여 설계를 실시하고 있는 경우가 많다. 그 때문에 지진시 하중과 내진성능 대조조사에 이용하는 응답값의 상관관계가 단순하면 설계입력지진동이나 하중조건(지진시 동수압이나 지진시 토압 등)의 재검토에 의해 내진성능을 비교적 간단하게 추측할 수 있다.

또, 강제 제품 탱크에 대해서는 레벨 2 지진동의 내진계산에 대해서도 레벨 1 지진동의 내진계산과 같게 허용응력도법을 적용하는 경우가 많기 때문에 구조계산서의 재검토에 의한 평가 방법을 적용할 수 있다.

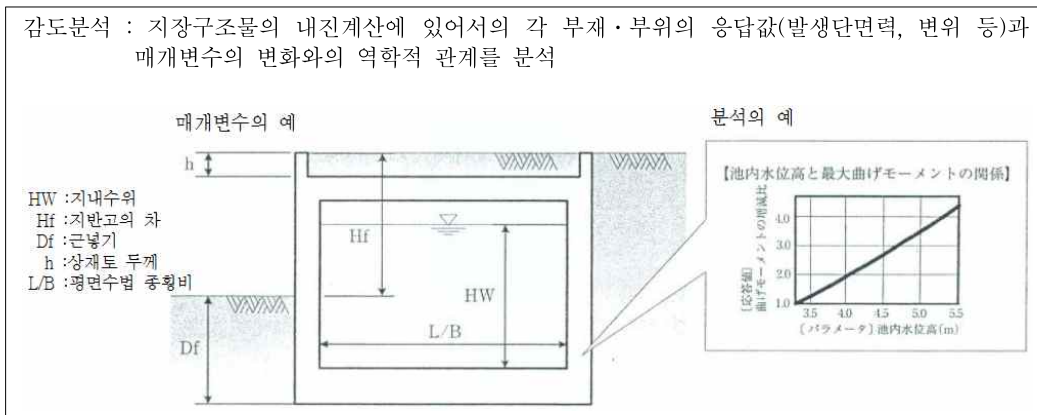
⑤ 부분적인 내진 계산의 실시·평가

지장구조물의 측벽 하단부 등 지진시 하중의 영향이 큰 부재의 단면성능에 주목하고, 구조물 전체의 프레임 해석을 실시하는 것이 아니라, 그 부분만큼을 꺼낸 간편한 모델(단순 대들보 모델 등)을 이용해 내진계산을 실시하여 내진성능을 추측한다. 이 평가방법은 비교적 구조가 간단하여 착안하는 부재에 있어서의 지진의 영향이 복잡하지 않은 경우에 적용할 수 있다.

⑥ 대표시설의 상세진단과 감도분석에 의한 평가

구조형식, 설치조건, 설계입력지진동 및 설계방법 등이 유사한 시설마다 그룹을 나눈 후에 각 그룹의 대표시설을 대상으로 상세진단을 실시해 그 결과로부터 각 그룹 모든 시설의 내진성능을 평가한다. 이러한 간접적 평가에 있어서는 상세진단을 실시한 대표시설과 그 이외의 시설의 특성 (구조물의 형상이나 하중조건 등)의 차이에 의한 내진성능의 상대차이를 명확하게 하기 위해 미리 각종 특성을 매개변수로 한 감도분석을 실시하는 것으로써, 평가의 정도를 높일 수 있다(<그림 2.1.2-10> 참조).

이 방법은 배수지 등과 같이 구조가 비교적 단순하고, 구조적인 특성이 유사한 구조물을 많이 내진진단하는 경우에 유효하다.



<그림 2.1.2-10> 감도분석의 개념도

d. 수관교·수로교

수관교의 주된 피해 사례는 지지부(링 서포트 등)의 이탈, 파손 등에 의한 신축관의 이탈 및 파손이다. 또, 지반변형에 수반하는 교대의 이동에 의한 피해도 볼 수 있기 때문에 특정의 받침에 지진력의 집중이나 지반변형 발생의 가능성, 교대의 기초말뚝의 유무 등에 주목해 간이진단을 실시한다.

간이진단에 있어서는 효고현 남부지진에서의 수관교의 상황을 반영한 「지진에 의한 수도피해의 예측 및 탐사에 관한 기술개발 연구보고서-제1권(일본 수도기술연구센터, 헤세이 12년 3

월)」 등을 참고로 하면 좋다. 이 보고서에서는 강관과 덕타일 주철관의 각각에 대해서 독립 수관교와 첨가 수관교의 진단표가 작성되고 있다.

e. 건축물

건축물의 내진진단에 대해서는 「기존 철근 콘크리트조 건축물의 내진진단 기준·내진 개수 설계지침·동해설(일본건축방재협회, 2001)」 등의 기존의 매뉴얼에 규정되고 있기 때문에 그것들을 참고해 실시한다. 또한, 수조첨부건축물에 관해서는 본 지침 「4.3 건축물」을 참조로 한다.

f. 댐 및 그 외 구조물 (댐, 토구조물, 옹벽 등)

댐이나 토구조물 등의 간이진단에 대해서는 시설의 순시에 대해 지진대책 우선도가 높은 시설 및 부속시설 각 부위의 상황이나 기능의 이상 유무를 점검하는 것이 중요하다. 댐 등의 구조물에 대해서는 국토교통성 하천국이나 수자원개발기구의 내진점검 매뉴얼에 따른 조사를 실시한다. 또, 중요시설에 대해서는 계측시스템을 병용한 진단도 중요하다.

라. 상세진단

상세진단은 개개의 수도시설의 내진성능을 판정하여 지진대책 등을 검토하기 때문에 본 지침에 나타내는 시설 형태마다의 해석수법을 이용해 실시한다.

상세진단은 설계입력지진동에 대한 대상 수도시설의 내진성능 대조조사나 건전도 등의 판정에 근거하여 시설의 내진성능을 평가해 지진대책 등을 검토하기 위해 실시한다. 그 때에는 신설의 경우와는 달라 기존시설이 필요로 하는 내진 성능 향상의 대책이나 내진보강 등의 실현가능성을 감안하여 경제성 대조조사 등의 검토도 실시한다.

각 시설의 내진성능의 대조조사나 지진대책을 검토하는 경우 본 지침에 근거해 각 기존시설 현상의 내력을 보다 정확하게 조사·검토해 종합적으로 평가를 실시한다. 그러나 기존시설은 공용기간 중의 환경에 의한 작용이나 하중의 변동작용 등을 받아 시간의 경과에 수반하는 구성재료의 열화가 진행해 내력 등의 한계값이 변화하고 있을 가능성이 있다. 그 때문에 기존 시설의 내진성능과 관계되는 요인인 하중의 이력이

나 재료열화의 영향 등에 대해서 잔존 예정 공용기간도 포함한 시간축이라고 하는 개념을 도입해 내진성능을 대조조사 한다. 그 경우 「콘크리트 구조물의 내진설계 일시 공간에 있어서의 설계의 과제와 가까운 미래상(토목학회, 헤세이 20년 7월)」을 참고로 하면 좋다.

주된 기존시설에 있어서의 상세진단시의 유의점을 아래에 나타낸다.

1) 매설관로

매설관로의 전체 혹은 일부의 상세진단에 있어서는 지반의 응답변위에 의한 관체 내력이나 이음새의 이탈 등의 판정을 실시한다. 또한, 액상화나 측방유동 등 지반변위가 큰 경우에는 통상 관로의 이음새부가 팽창하는 것에 의해 변형일 발생하여 기능보전이 도모되고 있기 때문에 지진시에 있어서의 관체 및 이음새의 변형성능에도 유의한다. 특히, 아래와 같이 나타낸 개소에 대해서는 개별적으로 진단을 실시한다.

- 지반의 급변 개소
- 할정우 부분, 급수관 분기 개소
- PIP 관로, 추진관로

2) 쉘드, 입갱, 지하배수로, 공동구, 산악터널

선상구조물의 내진설계의 상세진단에 관해서는 본 지침 「3.3 입갱, 지하배수로, 공동구 및 쉘드터널의 내진계산법」에 규정되어진 내진계산법에 준해 실시한다. 이러한 구조물은 선상이 길기 때문에 단면방향의 구조해석 뿐만 아니라 이음새 구조도 포함한 종단적인 변형성능을 고려해 상세진단을 실시한다. 또, 쉘드터널의 세그먼트 팽창 등에 의한 지수성의 검토도 아울러 실시한다. 지진시의 단면력 집중이나 상호작용의 영향 등의 우려가 있는 경우는 유의가 필요하다.

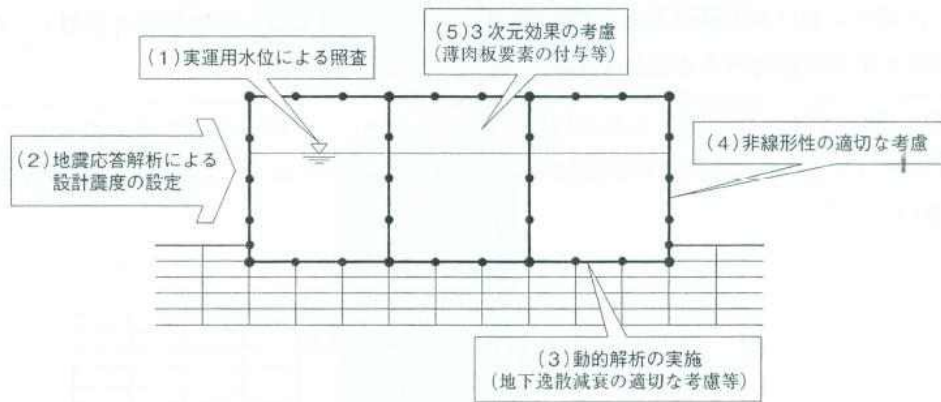
3) 지장구조물 등

지장구조물 등의 상세진단에서는 신설과 같은 내진계산 방법을 적용해 내진성능을 대조조사 하는 것을 기본으로 한다. 그러나 보다 경제적인 기존시설의 지진대책을 실시하는 것을 목적으로 하고, 보다 합리적인 기존시설의 내진성능평가를 실시할 수 있는 방법을 적용하는 일도 생각할 수 있다. 아래에 그 사례를 나타낸다.

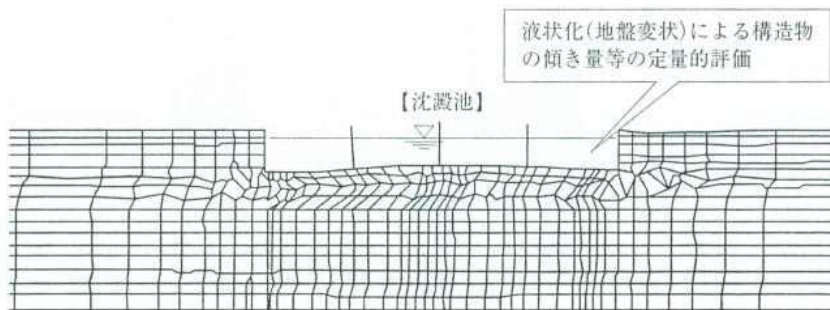
① 합리적인 내진진단 수법의 채용

지장구조물 등의 상세진단에 있어서는 지진시에 시설기능의 영향이 큰 응답특성을 고려해 <그림 2.1.2-11> 및 <그림 2.1.2-12>에 나타내는 사항에 대해 검토하는 것으로 내진계산상에서의 안전성의 여유도를 보다 합리적으로 설정할 수 있는 경우가 있다.

또한, 이러한 사항에 주목하는 것은 합리적인 내진설계라고 하는 관점에서 신설의 경우에 대해서도 유효하다. 다만, 기존 시설의 경우에는 기설 구조물의 내하성능을 유효 활용하는 것으로써, 내진보강을 큰 폭으로 저감하는 것이 가능해지기 때문에 신설의 경우보다 경제적 효과는 큰 경향이 있다.



<그림 2.1.2-11> 기존시설을 대상으로 한 합리적인 내진진단 방법의 예



<그림 2.1.2-12> 유효응력법에 근거한 동적해석 결과의 예

a. 실운영 수위에 의한 대조조사

지장구조물의 경우 내수에 의한 동수압이 지진의 영향으로서

큰 경우가 많기 때문에 내진성능 대조조사시의 내수위의 설정에 대해서는 대상시설의 실운용 수위를 고려하는 것으로 보다 정확하게 지진의 영향을 고려한 내진진단이 가능하게 되는 경우가 있다.

b. 지진 응답해석에 의한 설계진도의 설정

주로 정적해석의 내진계산에 이용하는 입력지진동 조건의 설정에 있어서는 표준적인 설계진도나 지반의 응답변위를 이용하지 않고, 대상지반의 특성을 정확하게 평가할 수 있는 지반의 지진 응답해석을 실시해 그 결과로부터 설계입력 지진동 조건을 설정한다. 또한, 지반의 지진 응답해석을 실시하는데 있어서는 PS 검증시험, 흙의 동적변형 특성 및 액상화 특성에 관한 각종 시험 등의 실측결과를 이용하는 것에 의해 보다 한층 정확한 지진의 영향을 평가할 수 있는 경우가 있다.

c. 동적해석의 실시

동적해석(고유치 해석을 포함)을 실시하는 것에 의해 구조물 등의 진동특성(고유주기나 감쇠성)을 정확하게 내진계산에 반영할 수 있고, 예를 들면 <그림 2.1.2-11>에 나타낸 것과 같이 지반비선형감쇠를 고려하면 감쇠효과가 커져 합리적인 설계가 가능하게 된다.

d. 비선형성의 적절한 고려

구조물이나 지반의 비선형성을 적절히 고려하는 것으로써, 구조물의 지진시 거동이나 소성변형능력 및 손상과정을 보다 정확하게 확인할 수 있다.

e. 3차원 효과의 적용

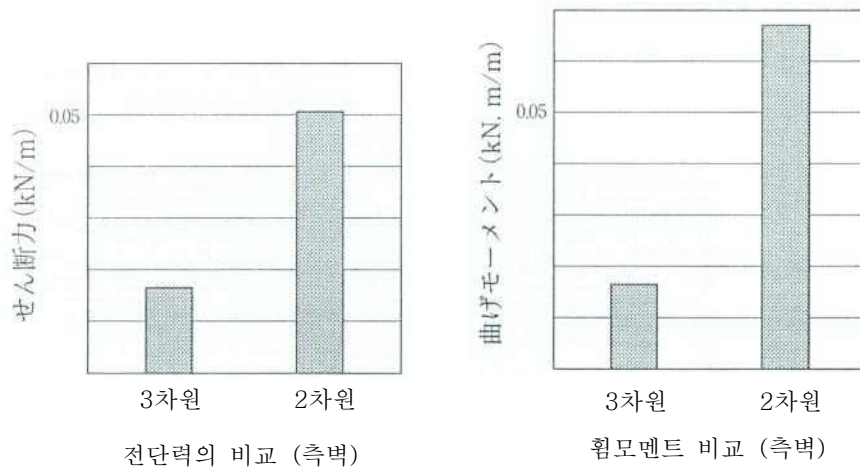
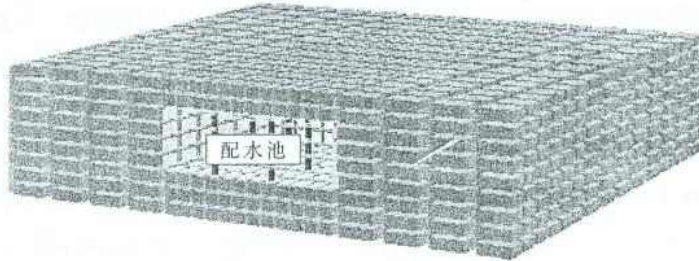
지장구조물 등에 있어서는 벽(측벽, 격벽, 도류벽 등)과 강상판에 의한 영향을 3차원 모델이나 그것과 등가인 2차원 모델(<그림 2.1.2-12>에 나타낸 박육판요소의 부여 등)을 적용하는 것으로써, 구조물의 입체적 역학특성을 정확하게 평가할 수 있다. 배수지를 대상으로 하여 2차원 모델과 3차원 모델의 내진계산에 의한 발생단면력을 비교한 사례를 <그림 2.1.2-13>에 나타내었다. 여기에 따르면 해석모델에 의한 단면력의 차이가 큰 것을 알 수 있다.

지진의 영향이 크다고 생각할 수 있는 측벽 하단부에 있어서 2차원 모델과 3차원 모델에서는 발생단면력 (휨모멘트, 전단력)의 계산치의 차이가 큰 경우가 있으며, 적절한 모델을 이용한 내진계산의 필요성은 높다.

《 2차원 모델 》



《 3차원 모델 》



<그림 2.1.2-13> 배수지 해석모델의 차이에 의한 단면력의 비교사례

f. 유효 응력해석의 적용

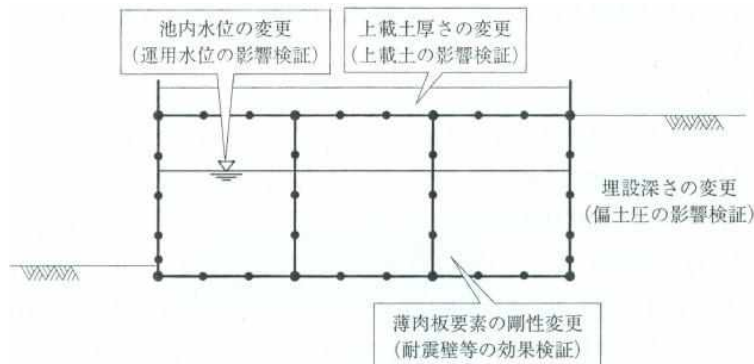
액상화에 의한 구조물에의 영향은 예를 들면 <그림 2.1.2-12>에 나타낸 것처럼 구조물과 지반의 연성계 2차원 FEM 모델을 이용한 유효 응력법에 근거하는 동적해석 등을 실시하는 것으로

로 구조물의 응답변형량이나 잔류변형량을 구해 각 시설의 기능면(저장기능, 통수기능, 정수처리기능 등)의 영향을 상세하게 평가할 수 있다. 예를 들면, 지장구조물 등의 기초지반이 액상화하는 경우에서도 구조물의 기울기량이 지장구조물의 기능 유지에 중대한 영향을 주지 않는 정도인 것이 수치해석에서 정량적으로 확인되면, 그 기울기를 허용하여 지반개량 등의 액상화 대책을 실시하지 않는다고 판단을 할 수 있는 등 보다 합리적인 대책의 검토가 가능하게 되는 경우가 있다.

② 지진대책 검토를 위한 내진성능 분석

상세진단은 대상 시설에 요구되는 내진성능의 유무나 그 정도의 평가 뿐만이 아니라 지진시 하중과 각종 응답값의 관계 등을 분석하는 것으로 경제적으로 효과적인 지진대책의 선택을 용이하게 실시할 수 있는 경우가 있다.

그러한 분석에 있어서는 구조적 조건이나 설치조건 등에 관한 각종 매개변수를 변경해 구조물의 내진성능평가에 주는 영향에 대해서 감도분석을 실시하는 것이 유효하다. <그림 2.1.2-14>에 지장구조물의 내진성능에 큰 영향을 주는 주된 파라미터의 예를 나타낸다.

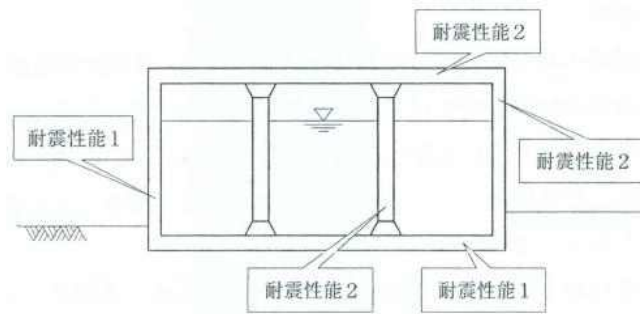


<그림 2.1.2-14> 내진성능에 영향이 큰 매개변수의 예

③ 각 부재의 한계상태와 손상과정을 고려한 내진성능의 대조조사
지장구조물은 측벽, 정판, 저판 및 기둥 등이 많은 부재로 구성되어 있기 때문에 이러한 부재 및 부위는 지진의 영향에 의해서 생

기는 손상의 과정이 다르다. 또, 시설의 종류나 요구되는 내진 성능에 따라서, 구조물의 내하특성이나 비선형 특성을 고려해 부재마다 대조조사에 채용하는 한계상태를 바꾸는 것도 가능하다(<그림 2.1.2-15> 참조).

이러한 것 때문에 상세진단에 있어서 동적해석이나 푸쉬 오버 해석법 등의 정적비선형 해석을 실시해 각 부재에 있어서의 손상과정을 상세하게 검토해 부재마다 다른 한계상태를 적용하여 대조조사를 실시하면 보다 합리적인 내진진단을 실시할 수 있는 경우가 있다.



| 내진 성능 | 한계상태 | 대조조사-용 한계치 |
|-------|---|------------|
| 1 | (탄성 상태) 지진후의 잔류변형이 충분히 작다. ⇒ 누수가 생기지 않는다 | 강복점 |
| 2 | (탄소성 상태) 내하력이 저하하지 않고, 부재의 축방향의 변형이 생기지 않는다. ⇒ 피복 콘크리트가 압괴하여 누수가 생기기 시작하지만, 기능에 중대한 영향을 주지 않는다. 또는 조기에 회복할 수 있다. | 최대 내하력점 |

<그림 2.1.2-15> 각 부재의 한계상태의 설정사례

④ 수관교 · 수로교

수관교 · 수로교의 상세진단에 대해서 상부구조는 「수관교 설계 기준-내진설계편(일본수도 강관협회, 헤세이 19년 3월)」, 하부구조는 「도로교 지방서 · 동해설-V.내진설계편(일본도로협회, 헤세이 14년 3월)」 등을 이용해 구조해석을 실시하여 이하의 점에 유의해 각 시설의 중요도 랭크에 응한 내진성능의 대조조사를 실시한다.

a. 상부구조

구경이 작고(Φ700 이하) 얇은 수관교는 스텐레스 개선가공과 같은 내면 용접부의 방식 대책을 하지 않은 경우가 많기 때문에 용접부가 녹에 의해 두께가 얇아지고 있을 가능성이 있다. 따라서 이들 용접부의 남은 두께의 측정을 기본으로 최소두께를 고려한 구조해석을 실시한다.

b. 받침·신축관

최신의 기준에 의해 필요 이동량을 산정해 이동가능량 (볼트 구멍 여유량 등)을 확인한다. 또, 낙교방지 장치의 설치, 신축관의 보강이나 설치를 실시하는 경우 이러한 설치 스페이스에 대해서도 충분히 확인하고, 설치가능한 형상의 검토를 실시한다.

c. 하부 구조

파이프벤드 방식의 수관교는 강관말뚝 등의 하부구조는 인성이 높고 큰 변위에 대해서도 계산상의 내력은 만족하는 일이 있다. 이러한 경우는 상부구조의 변위량도 고려하여 수관교 전체적의 내력을 고려한다.

d. 건축물

건축물의 경우 구조체, 건축 비구조 부재 및 건축설비에 대해서 시설마다 필요한 항목의 진단을 실시한다. 또한, 건축물의 내진진단에 대해서는 (표 2.1.2-1)에 기술한 참고자료(기준 등)가 정비되고 있기 때문에 각 시설에 적합한 상세진단을 실시한다. 또, 수조 침부 건축물에 대해서는 본 지침 「4.3 건축물」을 참조로 한다.

e. 댐 및 그 외 구조물 (댐, 토구조물, 옹벽 등)

댐, 토구조물 및 옹벽 등의 구조물에 대해서는 각 시설의 내진 기준 등을 참고하여 상세진단을 실시한다. 특히, 댐에 대해서는 대규모 지진에 대한 내진성능을 대조조사하기 위해 표준지침인 「대규모 지진에 대한 댐 내진성능 대조조사 지침(안)·동해설 (일본 국토교통성하천국, 헤세이 17년 3월)」, 토구조물 등에 대해서는 「도로 토공 경사면공·경사면 안정공 지침, 옹벽공 지침(일본도로협회, 헤세이 11년 3월)」에 근거해 실시한다.

2.1.2.4 내진보강

가. 내진보강의 방법

1) 내진보강의 개념

수도시설의 내진보강은 현상조사나 내진진단의 결과에 근거해 요구되는 내진성능을 만족하도록 각 시설의 구조특성 및 시설기능에 응한 방법에 의해 실시한다.

수도시설의 내진보강은 본 지침에 근거해 실시된 현상조사 및 내진진단 결과 등에 기초를 두어 실시되는 것이지만, 요구되는 내진성능으로는 구조적인 내력 뿐만 아니라 수밀성이나 수질의 안전성을 만족하는 것이 요구되어진다. 내진보강공사는 시설을 공용하면서 시공하는 경우가 많기 때문에 수처리나 배수량, 저수량, 압력손실, 수질에의 영향 등과 함께 백업기능의 확보에 대해서도 검토하고, 시설기능을 해치지 않는 것에 유의한다.

덧붙여 시설의 구조 혹은 기능상 충분한 보강을 할 수 없는 경우나 경제적인 공법을 선택할 수 없는 등 내진보강이 합리적이지 않는 경우에는 시설갱신 또는 수도시스템의 시점에서부터의 지진대책을 실시한다.

각 시설의 내진보강 개념 등을 아래에 나타내었다.

① 매설관로

- 매설관로의 내진화는 일반적으로 내진성이 뒤떨어지는 경년관로를 내진관로로 갱신하는 것으로써 추진되고 있다. 대구경관이나 개삭공법이 불가능한 관로에 대해서는 기설 관로를 이용해 PIP 공법에 의한 갱신도 행해지고 있다.
- 또한, 한정적인 범위에 있어서 관로의 내진보강으로서, 구조물과의 접속부나 단층 횡단부 등에 신축가요이음새 등을 적절히 설치해 변위를 흡수하는 것이나, 지반의 액상화에 대한 지반개량을 실시하는 대책이 취해지는 경우가 있다. 또, 경사면에서의 내붕괴성을 높이는 것은 매설관로에 한정하지 않고 수도시설 전반에 있어서의 지진대책 등으로서 유효하다.
- 그러나, 방대한 연장을 가지는 관로를 모두 내진화하는 것은 곤란하기 때문에 간선관로의 이중화·루프화, 배수관망의 블록

화 등 백업기능의 충실을 도모하는 것으로 피해의 영향을 최소화하는 등 저감이라고 하는 관점으로부터의 대책도 아울러 검토한다.

② 선상구조물

- 선상구조물의 내진보강으로는 주로 변형성능의 향상을 도모하는 것을 목적으로 실드터널에서는 가요세그먼트(segment), 장축 링 이음새 볼트, 탄성 와셔 등이 공동구 등의 박스 칼바트(박스 지하배수로)에서는 신축가요이음새가 채용되고 있다((표 2.1.2-6) 참조). 또, 구조물의 주위에 아스팔트, 우레탄이나 실리콘 등의 면진재를 설치하는 것으로 구조물의 변위와 발생 단면력을 저감하는 방법도 있다.
- 또한, 이러한 내진보강대책은 신설 구조물에서는 용이하게 실시할 수 있지만, 기설 구조물에 채용할 때, 대규모 가설공법이므로 비용 대비 효과 등을 검토하는 것이 중요하다.

(표 2.1.2-6) 선상구조물의 주된 내진보강

| 항 목 | 주된 내진보강책 | |
|---------------|---|------------------------------|
| | 실드터널 | 박스 암거(박스 지하배수로) |
| 중단방향의 변형성능 향상 | 가요세그먼트(segment)의 설치 신축가요이음새의 설치 장축 링 이음새 볼트의 채용 탄성와셔의 채용 프레스토레슬링 구조 | |
| 입력지진동의 저감 | 세그먼트 외주에 면진재의 설치 | 구조물 주변에 면진재의 설치 되메움재의 경량화 |
| 액상화 대책 | 지반개량 떠오름 방지말뚝 터널의 중량화 | |

③ 구조물 (지장구조물 등 건축물)

건축물을 포함한 구조물의 내진성능 개선의 항목은 일반적으로 다음과 같이 분류되어 (표 2.1.2-7)에 나타내는 내진보강을 하고 있다.

- ㉠ 내력 향상 : 구조물 부재의 보강 혹은 신설을 실시하는 것으로 구조물의 강도를 향상시킨다.
- ㉡ 변형성능 향상 : 강도는 기대할 수 있지만, 변형성능이 낮은 구조물의 부재에 강관 감싸기 등을 실시한다.
- ㉢ 입력 지진동 저감 : 상재하중의 경감이나 지진 에너지를 흡수하는 장치의 설치 등에 의해 구조물에 작용하는 입력 지진동을 경감한다.

또한, 구조물의 일부분으로 내진성능이 뒤떨어지고 있는 경우나 개조 등에 의해 구조형식이 변화하고 있는 경우에는 구조물 전체적으로 내진성능을 향상시키는 것을 목적으로 하고, 내진벽의 신설이나 신축 줄눈의 보강 등을 실시한다. 또, 수도시설의 구조물에는 많은 관로, 기계설비가 접속되고 있기 때문에 그 접속부에는 신축가요이음새 등을 적절히 설치하는 것을 아울러 검토한다.

(표 2.1.2-7) 지장구조물의 주된 내진보강

| 항 목 | 주된 내진보강 | |
|----------|--|--|
| | 지장구조물 등 | 건축물 |
| 내력 향상 | RC벽 신설·부재의 증후 강관벽증설 부벽 보강 신축 줄눈의 보강 | RC벽 신설 테두리 철골 brace 보강 외부 부착 프레임 보강 부벽 보강 |
| 변형성능 향상 | 기둥보강(강관, 탄소섬유, 아라미드 섬유, RC 감아세우기 보강) | 내진 슬릿의 신설 기둥보강(강관, 탄소섬유 보강) |
| 입력지진동 저감 | 상재하중의 경감 (상재토의 철거, 경량토의 채용) 편토압의 해소 운용수위의 저하 구조물 주변에 면진재 설치 | 제진뎀퍼 기초면진 중간층 면진 |

④ 수관교·수로교

- 수관교나 수로교는 지진시에서도 통수기능을 확보하는 것을 기본으로 하고 있어, 구조 부재의 강도를 향상시키는 것과 동시에 변형성능을 높여 수관교 전체적으로 내진성능을 가지는 구조물로 한다.

- 수관교 등의 상부구조에 관해서는 낙교방지, 받침부 보강 및 변형이나 좌굴방지에 착안한 내진보강이 행해지고 있다(본 지침 「4.2.3.1 수관교 및 첨가관」 참조).
- 한편, 하부구조에 관해서는 교각의 강판보강이나 증항, 푸팅확폭 등 교대·교각의 보강에 가세하여 받침지지길이 확보에 의한 낙교방지, 액상화 등에 의한 하부구조의 변위나 지지력 부족을 억제하기 위한 지반개량 등이 있다((표 2.1.2-8) 참조).

(표 2.1.2-8) 수관교·수로교의 주된 내진보강

| 보강대상 | 항목 | 주된 내진보강 |
|------|---------|--|
| 상부구조 | 낙교방지 | 상부·하부구조 연결 : PC 케이블의 설치 2련 상부구조 연결 : 연결판의 설치 이동제한구조 : 돌기 설치(교축·교직방향) |
| | 받침부 보강 | 받침 보강 : 반력분산 받침, 면진 받침의 채용 단차방지구조 코핑부 보강 : 강판·탄소섬유·RC 감아세우기 |
| | 변형·좌굴방지 | 신축관의 설치(상하·좌우방향의 변위에 대응) PC 교각에 바깥 케이블 설치 |
| 하부구조 | 낙교방지 | 받침지지길이 확보 |
| | 교대·교각보강 | 강판·탄소섬유·RC 감아세우기 푸팅부 더해 치기, 증가말뚝에 의한 전도방지 |
| | 지지력의 증강 | 지하 연속벽·강판 등의 설치, 지반개량 |

⑤ 기초구조물

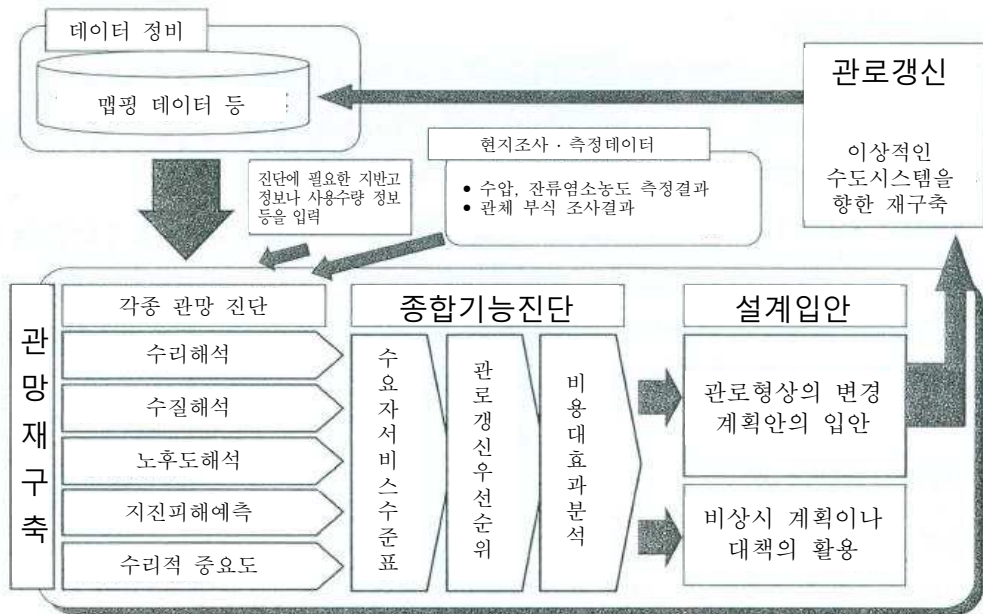
- 기초구조물의 내진보강의 실시에 있어서는 보강 후 구조물 전체의 동적거동도 고려해 효율적인 보강방법을 선정한다. 보강 방법으로는 증항 등에 의해 기초내력을 향상시키는 방법과 기초 주변의 지반개량이나 배수기능을 가진 강판을 설치하는 등 액상화의 영향을 억제하는 방법이 있다.
- 보강을 위해서 마련한 기초의 강성이나 내력·변형 성능 등이 기설 기초와 크게 다른 경우에는 이종 기초와 함께 하중 분담의 생각, 특히 수평 저항의 평가에 유의할 필요가 있다. 또, 지반 개량에 대해서는 개량 범위의 설정이나 대규모 지진에 대한 개량 효과의 확인을 실시한다.

2) 내진보강의 유의점

내진보강의 실시에 있어서는 아래에 유의한다.

- ① 복수의 내진보강방안을 검토해 최적의 보강대책을 선택
시설의 내진보강에 있어서는 본 지침 「2.2.3 내진화사업의 진행 방식」을 참고로 내진보강 비용 등의 경제성은 물론, 규모의 변경이나 신기술 도입 등의 기능개선도 포함한 폭넓은 시점에서, 내진보강의 합리성을 평가하여 우선순위를 설정해 효율적·효과적으로 실시한다. 그 때, 감재로 연결되는 당면의 응급보강방안을 포함하여 복수의 내진보강방안을 비교·검토해 최적의 대책을 선택한다.
- ② 공법·재료선정에 있어서는 내진성능의 확인을 실시하는 것과 동시에 수질이나 환경에의 영향 등도 배려
 - 내진보강의 공법·재료선정에 있어서는 내진성능의 신뢰성, 경제성, 시공성 등의 면으로부터 충분한 검토를 실시한다. 실적이 적은 공법의 내진성능에 대해서는 실험결과나 과거 문헌 등에서 충분한 검증을 실시하는 것이 중요하다. 또, 신 공법이나 신 재료의 채용을 검토할 때, 특허의 유무나 그 효과 등을 충분히 확인한다. 또한, 물에 접하는 개소에 사용하는 재료에 대해서는 「수도시설의 기술적 기준을 정하는 법령」의 기자재 등의 재질에 관한 기준(침출기준)에 적합한 것을 확인한다.
 - 시공에 관해서는 소음, 진동, 지반침하, 교통지장 등은 물론, 에너지 절약이나 온실효과가스 배출량 삭감 등의 환경대책도 배려한다.
- ③ 내진보강 후의 시설의 장기수명화나 유지관리를 배려
 - 시설의 현상조사나 점검결과 등에서 잔존예정 공용기간을 추정하며, 내진보강은 시설의 장기수명화, 유지 관리의 경감이나 효율화를 감안해 실시한다.
 - 내진보강된 시설에 대해서는 신설의 경우와 같거나 혹은 그 이상의 빈도로 정기적인 점검·기능진단을 실시해 데이터베이스화하고, 그 결과에 근거해 열화 등에 대한 유지관리를 적절히 실시하는 것으로 시설의 장기수명화를 도모한다.
 - 시설의 대량 갱신시기를 맞이해 사업의 최소화·평준화를 도모

할 필요가 있다. 그러기 위해서는 점검·진단에 의한 데이터베이스화를 실시해 수도시설의 열화예측과 갱신의 필요성을 판단하는 기술적 뒷받침으로서 이용하는 방법도 있다. 이 데이터베이스로부터 유지관리 비용과 잔존예정 공용기간을 추정해 경제적 내용연수를 구하는 것으로 적절한 개축 시기나 개축의 우선순위를 설정할 수 있다. <그림 2.1.2-16>에 배수관망에 있어서의 데이터베이스의 활용방법 예를 나타내었다.



<그림 2.1.2-16> 배수관망에 대한 데이터베이스의 활용방법 예 (고베시 수도국)

- ④ 역사적 구조물에 대해서는 그 문화적 가치를 보존·활용 배려
- 역사적 구조물의 내진보강에 있어서는 당시의 기술이나 경관을 살리면서 다음 세대에 계승하기 위해서 문화적 가치의 보존·활용이라고 하는 관점에서의 검토를 실시한다.
 - 일본 최고의 콘크리트 댐인 누노비키댐 (국가의 유형등록문화재 : 고베시)의 경우 문화재의 전문가를 섞은 조사연구회를 개최하여 내진보강방법의 검토를 실시하고 있다. 그 설계에 있어서는 문화청의 보조 (국가 등록문화재 설계감리비)를 받아 보강 콘크리트에 의한 내진보강공사를 실시하고 있다.

- ⑤ 수도시설의 내진보강에 관한 관련 법령·규정 등 준수
- 수도시설의 내진보강 검토를 실시할 때, 내진설계나 내진진단 처럼 원칙 본 지침에 근거해 실시하지만, 건축기준법이나 하천법 등 관련 법령이나 규정 등이 적용되는 경우는 이것들을 준수한다.
 - 예를 들면, 고가탱크 등에 대해서는 건축기준법에서 구조물이라고 여겨지고 있는 경우 건축기준법 등의 관련 법령이나 규정을 준수해 내진보강의 검토를 실시한다.

나. 내진보강의 사례

1) 매설관로

① 도강 간선 송수관(요코하마시 수도국, 해세이 16~20년 보강)

a. 개요

요코하마 수도의 창설 이후, 급속한 인구증가에 수반해 확대하는 지역 전체의 급수에 대응하는 목적으로 제2회 확장공사(타이쇼 4년 : 1915년)에서 부설된 주철관 (구경 38인치) (카와이 정수장~니시타니 정수장 간)을 송수관으로 갱신해 정수장 간의 중요한 긴급시 연락관으로 운용을 하기 위해 내진성을 고려한 관로의 갱신을 실시

㉠ 대상 노선

- 구경 38인치, 노선연장 8,600m 중 7,000m(일부 기갱신)

㉡ 보강방안

- 내삽관공법 5,500m(ϕ 850~900mm 강관·권입 강관)
- 개착공법 1,500m(ϕ 1,000mm 덕타일 주철관)

b. 내진보강 #1 : 내삽관공법(권입 강관 삽입 공법)

㉠ 보강공법의 특징

- 기설관을 초관으로서 사용해 기설관 보다 조금 구경이 작은 권입강관을 삽입하는 공법
- 발진입갱, 도달입갱을 축조해 입갱에서 권입 강관을 끌어관 내에서 확장해 연장·원주방향을 용접하는 공법
- 보통 강관 삽입 공법보다 기설관에 가까운 구경을 얻을 수 있으며, 용접에 의한 접합을 할 수 있기 때문에 곡선부에도 대응 가능

㉠ 보강공법 선정 사유

대상 노선은 교통량이 많은 시가지이며 국도나 지방도로 등 주요 간선도로를 횡단하는 관로이기 때문에 공사에 의한 영향을 최소화하고, 시공성·경제성·보강 후 유지관리성 등을 고려해 다른 공법과의 비교·검토에 의해 최적의 방안을 채택

㉡ 내진성능

- 용접 강관은 부재로서 우수한 변형특성(신축성 : 20% 이상, 압축성 : 5% 이상)을 가지고 있으며, 내진계산에서 지진동 레벨 2에 대해서도 충분한 내진성능을 확보
- 또한, 그 관로는 용접이음새에 의해 일체구조로 형성되고 있기 때문에 지진시에는 독자적인 거동을 하는 것이 아니라 주변 지반의 변형을 따라가는 것이 확인됨
- 이와 같이 강관이 가지는 재료 특성으로부터 지진시의 안전성에 대해서는 충분히 신뢰할 수 있음

c. 내진보강 #2 : 개착공법

㉠ 보강공법의 특징

수도도(도로) 및 그 외 용지 내를 굴착해 기설관을 철거하고 신설관을 부설하는 방법

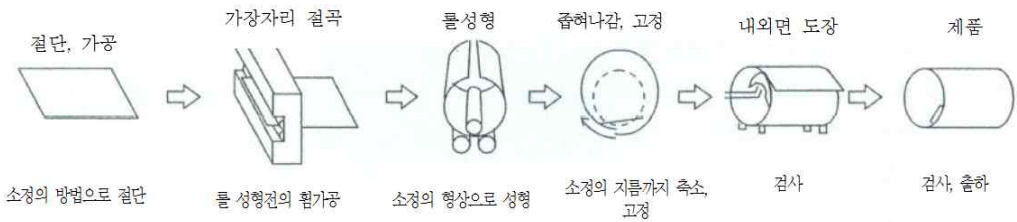
㉡ 보강공법 선정 사유

내삽관공법(권입 강관 삽입 공법)을 채택한 노선 이외는 비교적 교통량도 적고, 주택 등 주변 환경의 영향이 크지 않은 노선에서는 LCC(Life Cycle Cost; 생애주기비용)를 고려해 덕타일 주철관으로 관로를 갱신하는 방안 채택

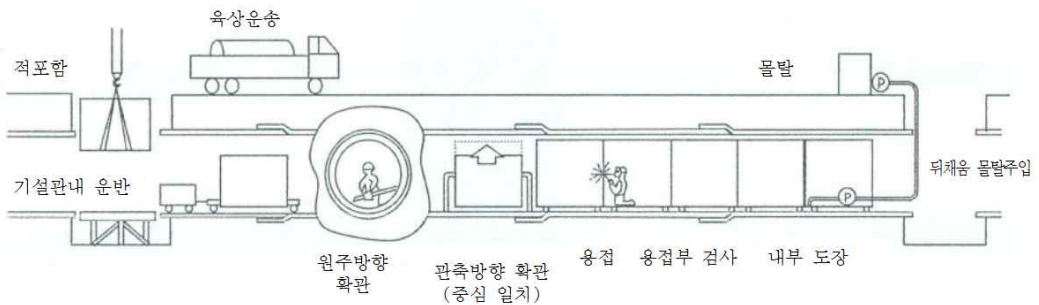
㉢ 내진성능

갱신 관로에는 US, NS형 이음새를 적용하여 지진시에 일어나는 큰 지반변동에 대해서도 지중에 매설된 쇠사슬과 같이 이탈방지장치에 의해 이음새가 신축 및 회전 한계를 초과하여도 관로의 기능을 유지 가능

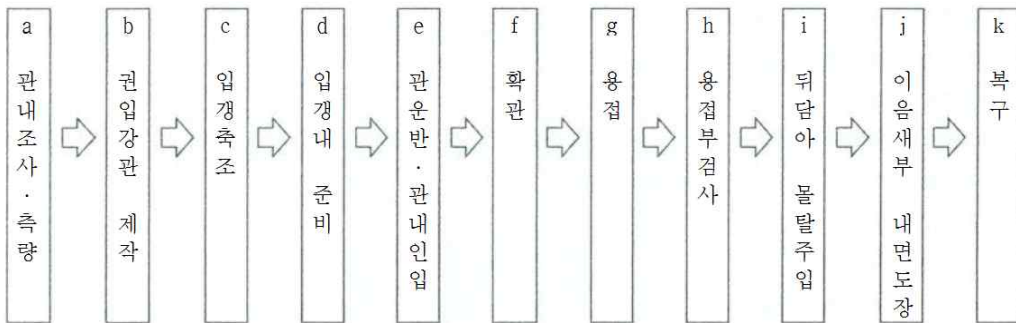
d. 권입 강관 삽입 공법의 개요



(a) 공장 제작



(b) 현장 시공



(c) 시공 순서(설계시 사전조사 및 각종 수속 등은 미포함)

<그림 2.1.2-17> 권입 강관 상입 공법의 개요

② 고가즈카 지구 도수관(고베시 수도국, 헤세이 19~20년 보강)

a. 개요

- ㉠ 본 도수관은 쇼와 36년부터 쇼와 39년에 걸쳐 부설된 콘크리트 (1,350mm)이다. 부설 후 45년 가까이 경과해 노후화가 진행되므로 해서 누수사고가 증가하고 있다. 또한, 재질·이음새 구조 모두 내진성능이 낮으므로 지반조건이 나쁜 구간이나 고수압 구간을 대상으로 보강을 실시
- ㉡ 보강방안은 기설 도수관 (ϕ 1,350mm PC관)에 덕타일 주철관 (ϕ 1,200mm P-II형)을 삽입하는 PIP(Pipe In Pipe) 공법을 채택

b. 내진보강 : PIP 공법

- ㉠ 보강공법의 선정 사유
본 공사구간은 도로 폭이 좁고 교통량도 많기 때문에 개착에 의한 부설은 어려우며, 수량의 재검토를 실시해 도수관의 직경이 축소되더라도 기능적으로 문제가 없기 때문에 공사비에서도 유리한 PIP 공법을 채택
- ㉡ 사전조사
기설관 1개마다의 최소 내경·상하 좌우 방향의 굴곡각을 측정했으며, 굴곡각은 기설관의 각도를 정확하게 측정할 수 있는 조사장비를 사용하여 계측을 실시
- ㉢ 관의 재료 선정
입경 사이가 비교적 직선이면 시공성·경제성 때문에 주철관을 채택하고 있으며, 사전조사 결과에 따르면 이번 구간에서는 기설관이 거의 직선이었기 때문에 주철관을 채택
- ㉣ 관의 사양 결정 절차
 - i) 관의 통과 검토
기설관 내에 삽입 가능한 P-II관의 최대 유효 길이를 산정. P-II관의 규격 길이인 4m에 대해 검토를 실시한 결과에 따르면 통과 가능으로 판정
 - ii) P-II관의 이음새 굴곡각 산정
P-II관이 기설관 굴곡부를 통과할 때의 P-II관 이음새 굴

곡각을 산정한 결과, 이음새부의 굴곡각은 최대 1.57° 로
허용 휨 각의 2.75° 이하

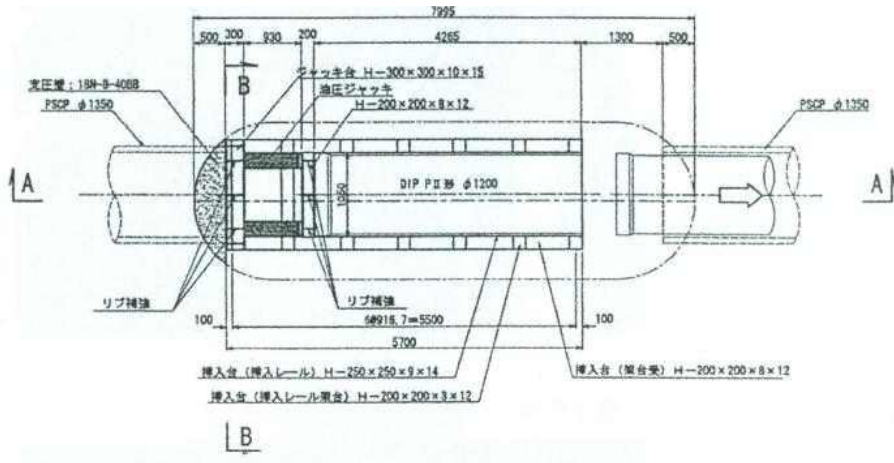
iii) 삽입력 산정

P-II관의 선두로부터 기설관의 이음새 위치마다 설계 삽
입력을 산정한 결과, 설계 삽입력은 삽입 완료시에 최대
 $1,526\text{kN}$ 으로 산정

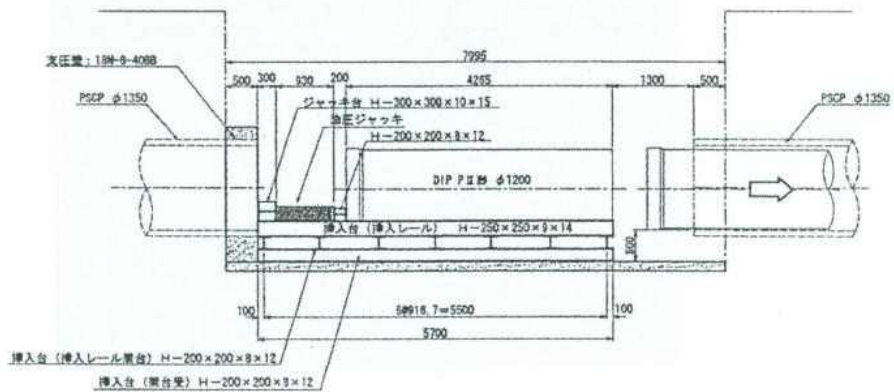
iv) P-II관의 사양 결정

iii)에서 산정한 삽입력보다 P-II관의 이음새에 걸리는 삽
입력이 허용저항력을 밑도는지의 대조조사를 실시한 결
과, 일정 거리를 넘으면 허용저항력이 웃돌기 때문에 일
부 보강타입(용접 링)의 P-II관을 채택

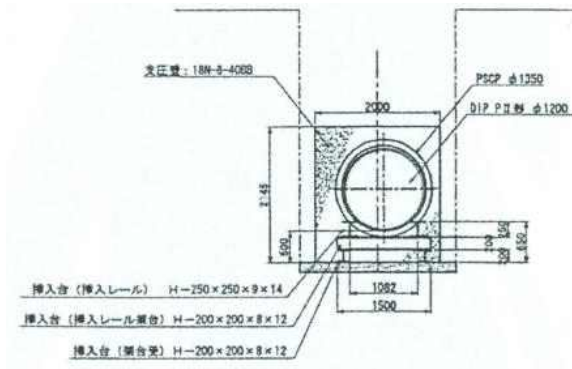
c. PIP 공법의 개요



(a) 평면도

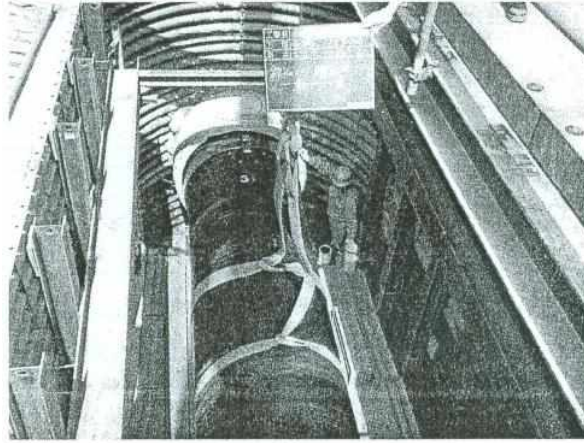


(b) A-A 단면도(관측방향)

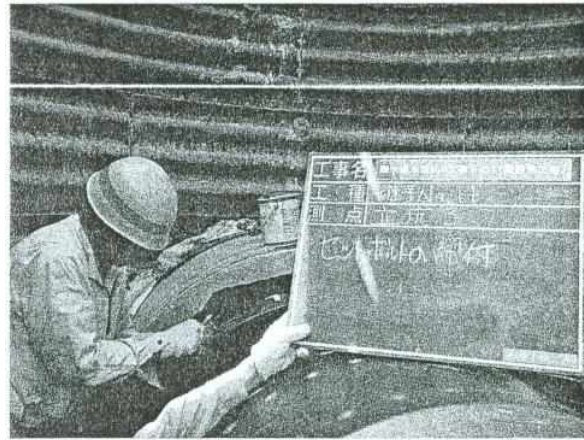


(c) B-B 단면도(원주방향)

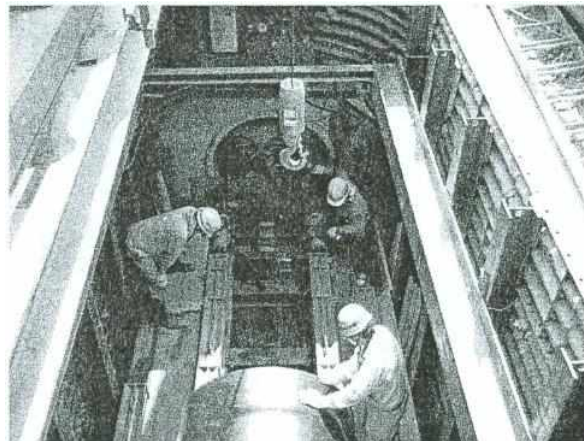
<그림 2.1.2-18> PIP 공법의 개요도



(a) PIP 추진중



(b) 이음새 작업



(c) 검사 작업

<그림 2.1.2-19> PIP 공사전경

2) 지장구조물 등

① 헤미 고구 배수지(요코스카시 상하수도국, 헤세이 19년 보강)

a. 개요

헤미 고구 배수지(HWL=105.0m)는 요코스카시 니시헤미쵸에 있는 프리스트레스트 콘크리트조(PC조)의 배수지로 요코스카시 중심부의 고대지구에 배수하고 있음

열화상황 조사에 의해 문제가 있었던 돔 부분 및 내외면 등의 열화부분의 개량과 내진진단에 의해 철근량이 부족하다고 판단한 저판의 보강공사를 실시

- ㉠ 준 공 : 쇼와 45년(1970년)
- ㉡ 구 조 : 지상식 PC조
- ㉢ 유효용량 : 5,000m³
- ㉣ 단면크기 : 유효수심 8.0m, 내경 28.5m
- ㉤ 기초형식 : 직접기초

b. 내진진단

요코스카시는 과거 1923년의 관동대지진시 피해지역으로, 시 지역 내에 활성단층이 확인되어 「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1997)」에 의해 지진동 레벨 2, 시설 중요도 A로 검토 실시

기존 시설에 대한 내진성능 검토를 위해 진도법보다 설계 수평진도를 설정해 지진동 레벨 1로의 계산은 허용응력도법으로 검토하고, 지진동 레벨 2에 대해서는 한계상태설계법에 의해 내진안전성을 대조조사 실시

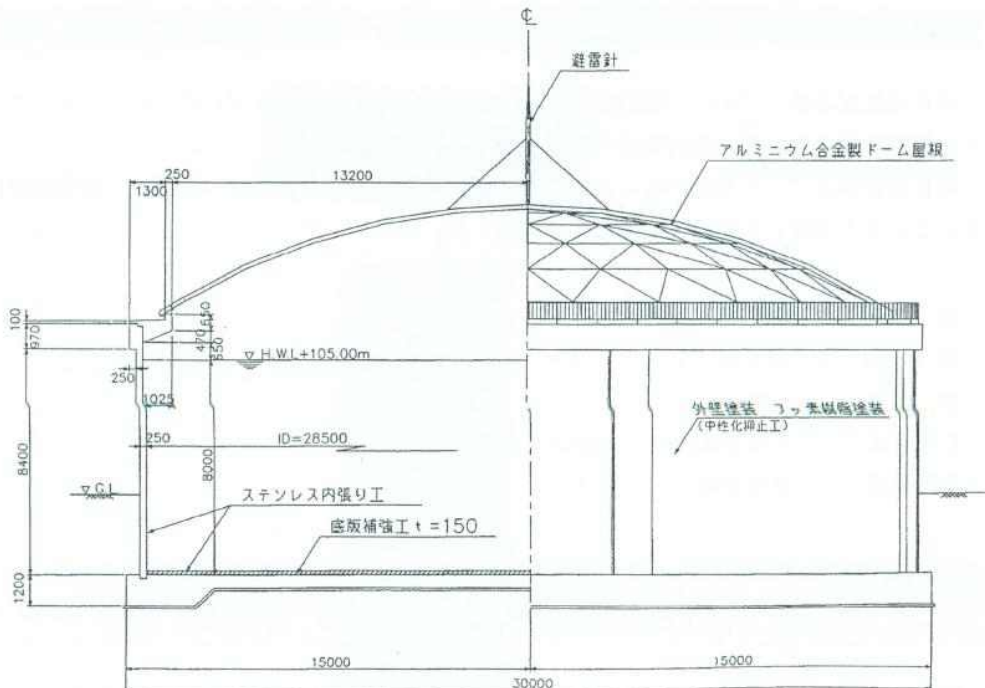
- ㉠ 헤세이 7년 : 열화상황 조사 실시
- ㉡ 헤세이 11년 : 내진진단 실시

c. 내진보강

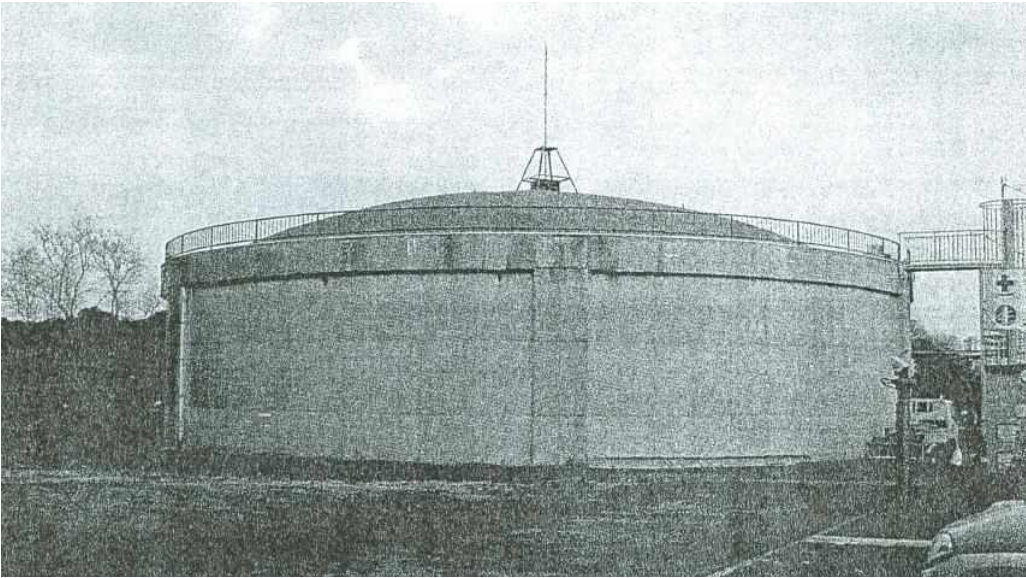
- ㉠ 저판 보강공사 (RC 단면보강)
 - 콘크리트 강도 24N/mm² 증가
 - 저판 두께 t=150mm로 다면확대
 - 보강철근 D13@150mm 배치

- ㉠ 돔 부분교체 공사 (RC에서 알루미늄 합금으로 교체)
 - 공법 : 알루미늄 합금제 지붕으로 교체공법
(철거공사에는 와이어소우, 월소우를 사용)
 - 알루미늄 합금 : 골조재 A6N01S-T6, 면재 A3004 t=1.5mm
- ㉡ 내외면 방수·방식 공사
 - 내면 스텐레스 내장 개량
액상부 및 저판부 : SUS316 t=2.0mm
기상부 : SUS329j4L t=2.0mm
 - 외면 뼈대처리 폴리머 시멘트 몰탈 (중성화 억제공)
표면 : 불소수지 도장

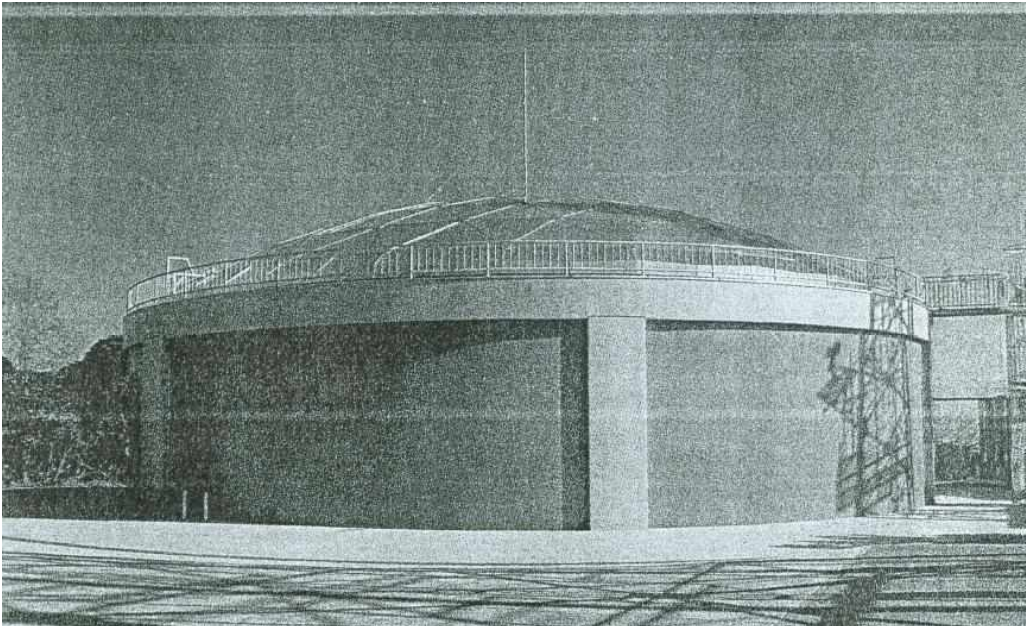
d. 내진보강 개요도 및 공사 전경



<그림 2.1.2-20> 내진보강 개요도



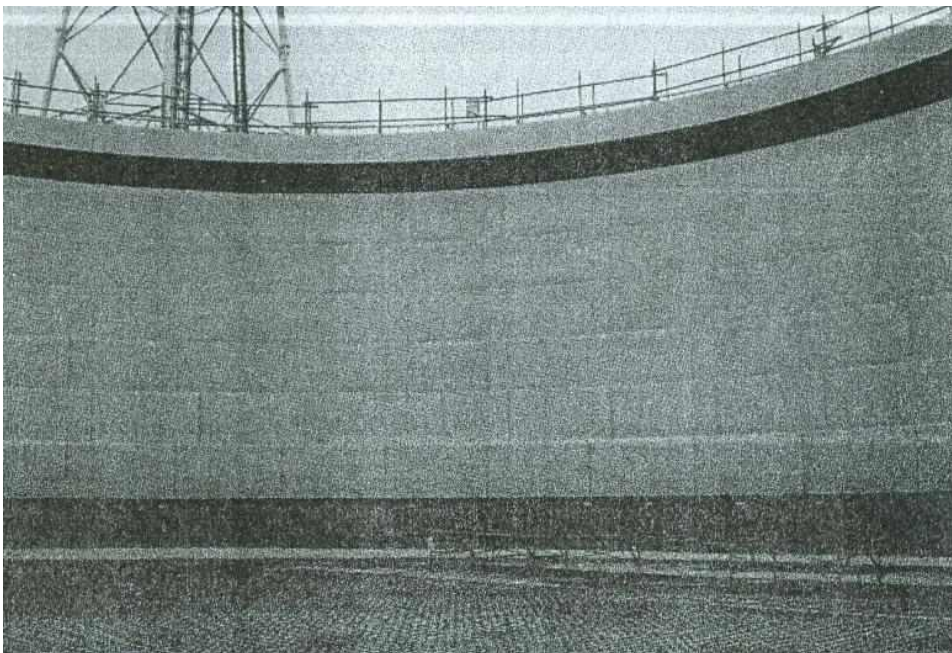
(a) 기존 돔(보강공사 전)



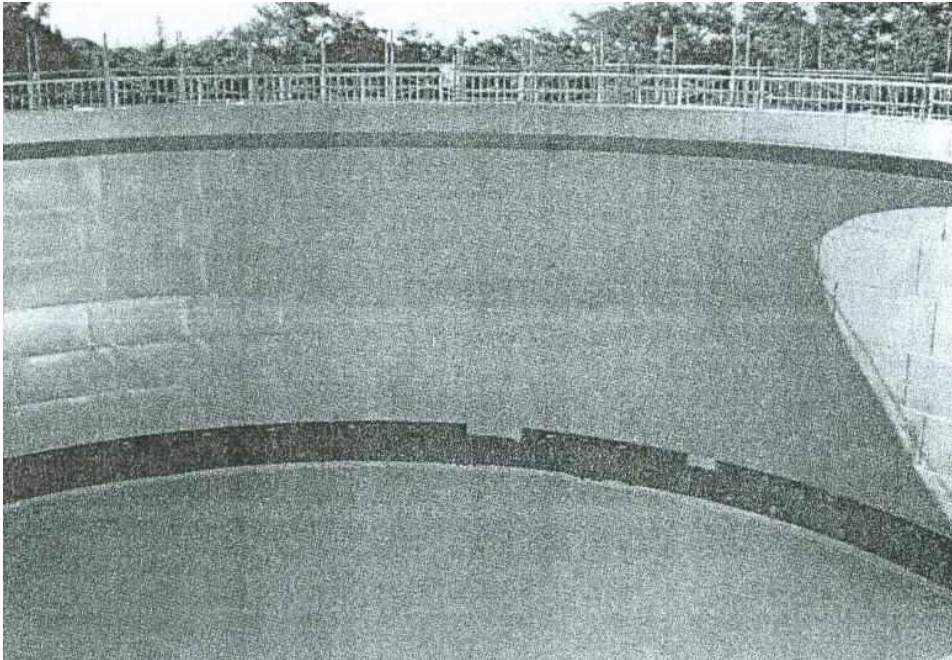
(b) 알루미늄 합금 돔(보강공사 완료 후)
<그림 2.1.2-21> 돔 부분교체 시공전경



(a) 보강 전



(b) 보강철근 배근 후



(c) 보강공사 완료 후

<그림 2.1.2-22> 저판 보강공사 시공전경

② 쿠보 배수지(오카야마시 수도국, 헤세이 20년 보강)

a. 개요

- ㉠ 준 공 : 쇼와 42년
- ㉡ 구조형식 : PC구조
- ㉢ 유효용량 : 3,000m³
- ㉣ 단면크기 : 내경 25.0m, 수심 6.3m
- ㉤ 지 붕 : RC구조 돔
- ㉥ 측 벽 : 원통 PC, 하단부 고정지지
- ㉦ 저 판 : RC
- ㉧ 지반종류 : I 종 지반

b. 내진진단

- ㉠ 몸체 열화조사
 - 육안 조사
 - 압축강도시험(지붕 2, 측벽 3, 저판 2, 기준강도 이상)
 - 중성화 시험(동7개소, 최대 5mm)

- 염화물 함유량 측정(동7개소, 최대 1.0kg/m³)
- 철근조사(1개소, 부식도 II, 덮어쓰기 최소 92mm)
- PC 조사(6개소, 부식도 III, 덮어쓰기 최소 13mm)
- 부등침하 측정(13mm)

㉠ 내진진단

- 해석모델 : 진도법 2D 프레임(측벽·저판 일체화 모델)
- L2 설계진도 : I 종 지반의 상한치 $\times C_s = 0.315$
(비초과확률 90%)
- 응력 대조조사(상시 : 만·공수 상태, L1/L2 : 만수 상태)
 - 상시, L1은 허용응력 이하
 - L2는 발생단면력 중 휨 및 축인장내력이 허용값 이하
 - 좌굴이 허용값 이하
 - PC 강선의 부식에 의한 단면결손을 고려
- 해석결과
 - 저판, 기초판은 L2 지진시에 휨내력이 부족
 - 저판은 상시 공수 상태에서 철근의 허용응력을 초과

c. 내진보강

- ㉡ 콘크리트에 의한 저판 및 측벽 하단부의 보강
 - T = 400 ~ 100mm
 - W = 1,900mm
- ㉢ 앵커 철근에 의한 저판과 기초판의 일체화
 - D19, 1,150개

d. 내진보강 개요도

③ 모니와 정수장 침사지(센다이시 수도국, 헤세이 20년 보강)

a. 개요

침사지는 모니와 정수장의 취수시설의 일부로서 쇼와 45년에
축조된 중앙에 측수로를 가지는 1지 2계통의 침사지
부지 내에는 취수 유량계 및 취수 유량조절 설비, 또 분말활성
탄 주입설비를 병설

㉠ 구조 : 벽식 RC조 (반지하 구조물)

㉡ 단면크기 : 길이 35m×폭 17m×깊이 3.5m, 측수로 폭 2m

㉢ 기초형식 : 직접기초

b. 내진진단(헤세이 10년, 상세내진진단)

「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1997)」, 「도
로교 시방서·동해설 V. 내진설계편(일본도로협회, 1998)」에
근거해 실시

㉠ 진단 항목

진도법에 따르는 지진동 L1, L2(센다이시 방재계획 최대
값)에 대해서 2차원 프레임을 이용한 벽·슬라브 부재 단
면의 대조조사 (L1 허용응력설계법, L2 한계상태설계법)

㉡ 진단 결과

- 침사지 : 측벽·슬라브 접합부의 보강 필요
- 측수로 : 슬라브 보강 필요

c. 내진보강

헤세이 18년에 내진보강 실시설계

헤세이 20년에 내진보강공사 실시(노후화 보수도 실시)

㉠ 내진보강 실시설계

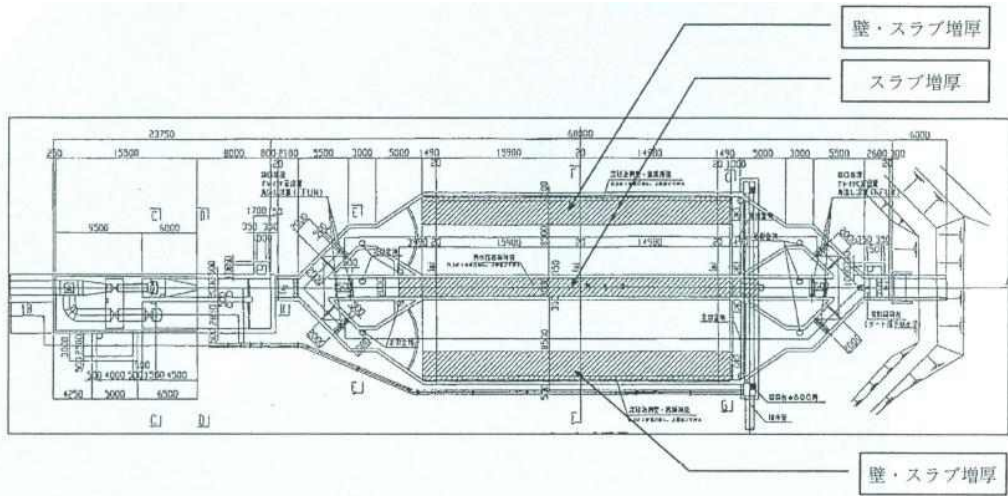
내진진단 결과에 근거해 선정된 보강공법 4안 비교·검토

- 1안) 토압경감 및 벽·슬라브 증설에 의한 보강
- 2안) 벽·슬라브 증설에 의한 보강 ← [채택]
- 3안) PC 구조 일체화에 의한 보강
- 4안) 박스 카르파트에 의한 보강

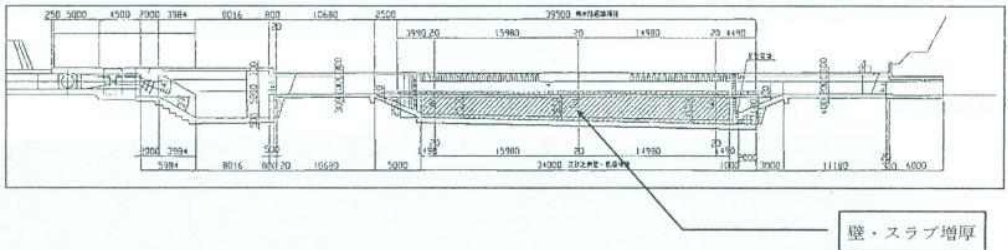
㉡ 내진보강공사

- 침사지
벽·슬래브 증설 두께 400mm, W = 3,000mm, H = 2,500mm
주철근 D19-W@200, 배력철근 D16-W@200
전단보강철근 D16@400
- 측수로
슬래브 증설 두께 300mm, W = 2,000mm
주철근 D19-S@200, 배력철근 D16-S@200
전단보강철근 D13@400
- ㉔ 노후화 보수
 - PC판(개판) 갱신 50매
 - 신축이음부 목지보수공 56m
 - 균열 보수공 43m 등
- ㉕ 개략 공사비 : 99,000천엔 (노후보수 포함)

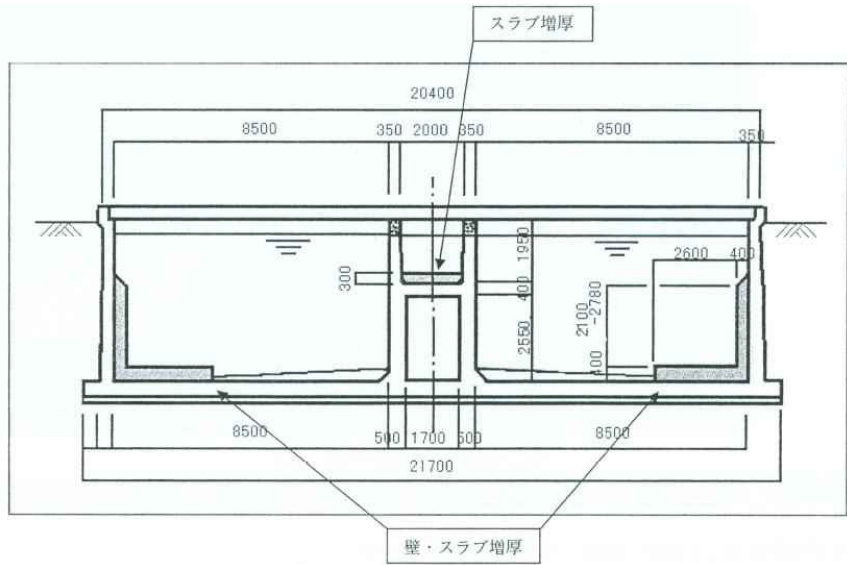
d. 내진보강 개요도 및 공사 전경



(a) 평면도

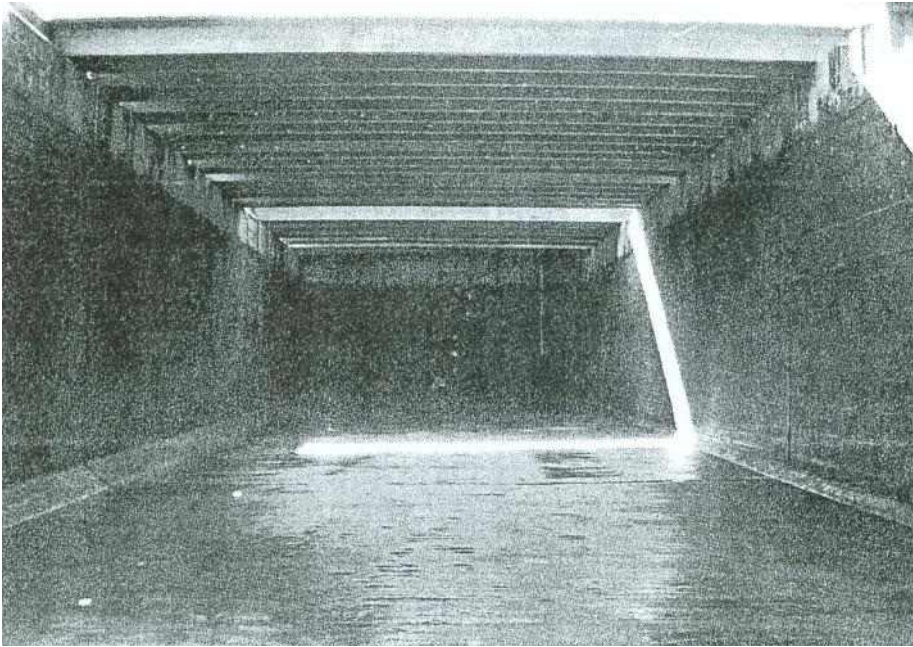


(b) 종단면도

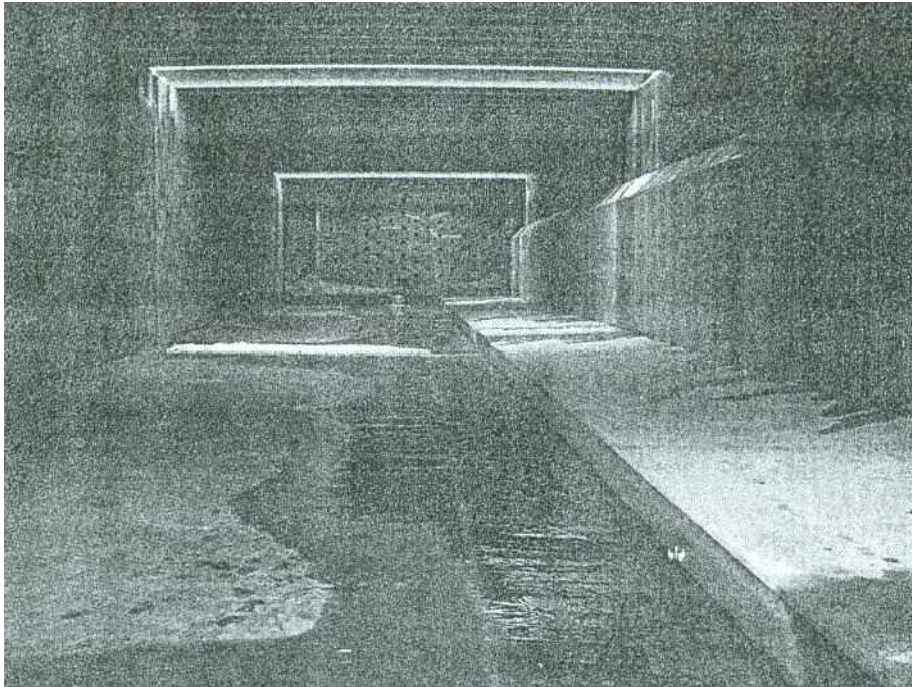


(c) 횡단면도

<그림 2.1.2-24> 내진보강 개요도



(a) 보강공사 전



(b) 보강공사 후

<그림 2.1.2-25> 침사지 내진보강

3) 수관교·수로교

① 쿠니미 1호·2호 수로교(센다이시 수도국, 헤세이 19년 보강)

a. 개요

쿠니미 1호 수로교 및 동 2호 수로교는 오오쿠라강 좌안의 취수구에서 쿠니미 정수장까지를 묶는 연장 약 12km의 도수시설의 일부로서 쇼와 35년에 축조된 개수로의 수로교

㉠ 쿠니미 1호 수로교

- 구조 : RC 구조
- 단면크기 : 교량길이 8.80m × 폭 1.54m × 높이 1.20m
- 기초형식 : 직접기초

㉡ 쿠니미 2호 수로교

- 구조 : RC 구조
- 단면크기 : 교량길이 5.50m × 폭 1.54m × 높이 1.20m
- 기초형식 : 직접기초

b. 내진진단(헤세이 10년)

「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1997)」, 「도로교 시방서·동해설 V. 내진설계편(일본도로협회, 1998)」에 근거해 상세 내진진단을 실시

㉠ 진단 항목

- 상부구조 : 도로교 시방서에 근거한 지지부의 대조조사
- 하부구조 : 진도법에 의한 지진동 L1, L2(센다이시 방재 계획 최대값)에 대해서 전도, 활동 및 지지력 대조조사

㉡ 진단 결과

- 쿠니미 1호 수로교
상부구조 : 교대의 가장자리 끝 확폭을 통한 보강 필요
하부구조 : 전도 및 활동에 대한 내진보강 대책 필요
- 쿠니미 2호 수로교
상부구조 : 가장자리 끝 확폭 및 변위제한장치 필요
하부구조 : 전도, 활동 및 지지력에 대하여 대책 필요

c. 내진보강

헤세이 18년에 내진보강 실시설계

헤세이 19년에 내진보강공사 실시

㉠ 내진보강 실시설계

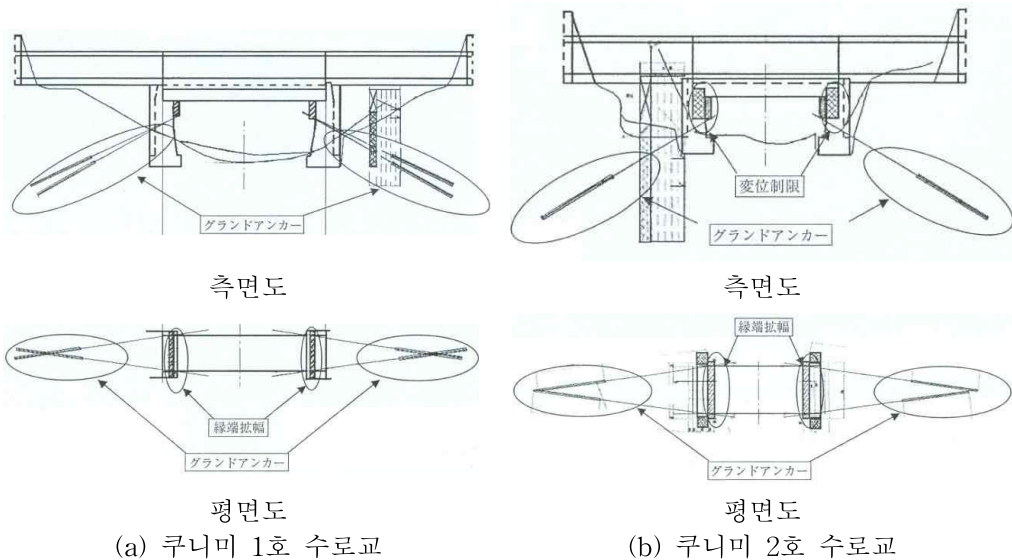
내진진단 결과에 근거해 내진보강설계를 실시

- 상부구조 : 가장자리 끝 확폭 및 변위제한장치 설치
- 하부구조 : 교대를 ‘그랜드 앵커’로 고정하는 공법 채택

㉡ 내진보강공사

- 쿠니미 1호 수로교
 - 그랜드 앵커(5- ϕ 12.7mm, L=8,000~8,200mm) N=4EA
 - 가장자리 끝 확폭 N=2개소
- 쿠니미 2호 수로교
 - 그랜드 앵커(3- ϕ 12.7mm, L=7,200~7,800mm) N=4EA
 - 가장자리 끝 확폭 N=2개소
 - 변위제한장치 N=4개소
- 개략 공사비 : 10,000천엔 (노후보수 포함)
- 노후보수 : 균열보수, 단면복구, 표면처리 등

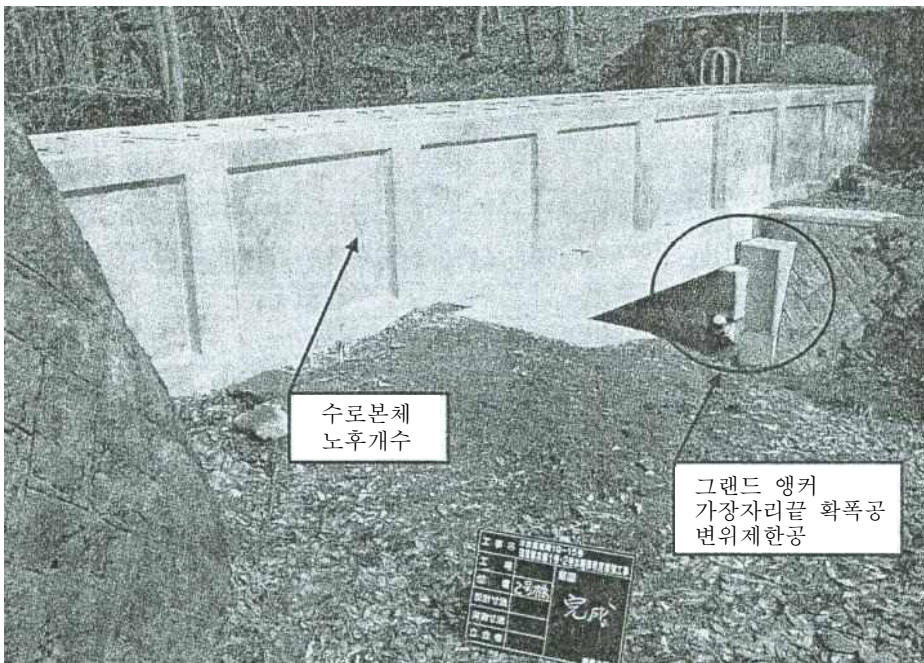
d. 내진보강 개요도 및 공사 전경



<그림 2.1.2-26> 내진보강 개요도



(a) 보강공사 전



(b) 보강공사 후

<그림 2.1.2-27> 쿠니미 2호 수로교 내진보강

② 아야세가와 수관교(도쿄도 수도국, 헤세이 16년~17년 보강)

a. 개요

아야세가와 수관교는 약 56만명에게 송수하는 시카하마선 중에 아야세가의 상공을 횡단하고 있는 수관교

내진진단 결과, 액상화 대책, 상·하부의 내진성능에 문제가 있었기 때문에 내진보강을 실시

내진보강시 중요 노선인 시카하마선은 일시적인 단수도 불가능한 상황이기 때문에 시카하마선은 가동하면서 보강을 실시하여야 함

- ㉠ 구경 : $\phi 2,200\text{mm}$
- ㉡ 연장 : $L=53.3\text{m}$
- ㉢ 형식 : PIPE BEAM

b. 내진진단(헤세이 12년)

기설 수관교는 쇼와 54년에 수도 고속 6호선의 건설에 임해 수도 고속도로공단에 의해 재가설 된 것이지만, 건설 당시의 설계 계산서가 존재하지 않았기 때문에 복원설계를 실시해 내진진단을 실시

내진진단은 L2로 실시

- ㉠ 액상화 판정
 - 일부의 모래층에 대해 액상화 저항계수 FL값이 1.0 미만 이 되기 때문에 액상화 발생
- ㉡ 상부공
 - 받침·내력 및 허용변위 모두 부족
 - 링 서포트 : 허용값은 가지고 있지만, 낙교방지장치를 설치했을 때에 기둥부의 강도가 부족
 - 신축관 : 변위량 부족
- ㉢ 하부공
 - 교각 : (철근)인장응력이 허용값을 만족하지 못함
 - 말뚝기초 : 응력, 변위량이 허용값을 만족하지 못함
 - 푸팅 : (철근)인장응력이 허용값을 만족하지 못함

c. 내진보강(헤세이 16년~17년)

㉠ 상부공

- 신축관 설치
- 낙교방지장치 설치(교축 및 교축직각방향)
- 단차방지구조 설치
- 링 서포트 설치

㉡ 하부공

- 교각의 철근콘크리트에 의한 단면증설 보강
- 푸팅의 철근콘크리트에 의한 단면증설 보강

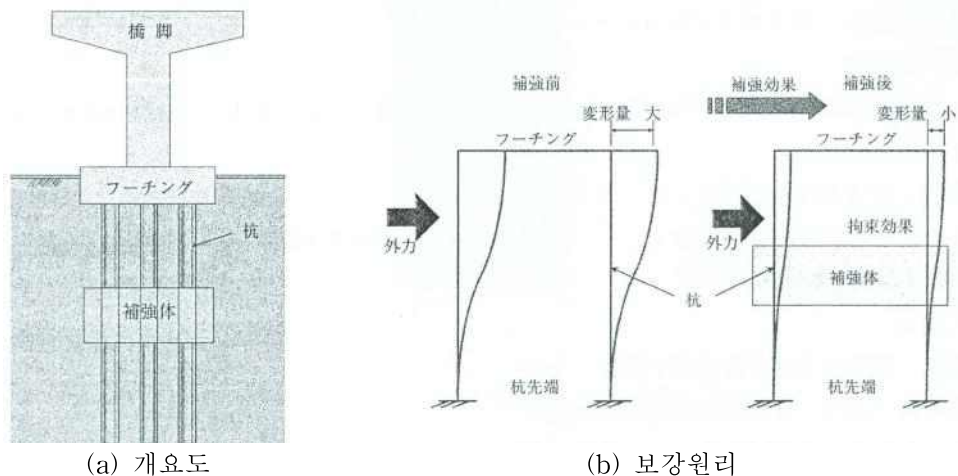
㉢ 액상화 대책 및 말뚝기초의 보강

- CPR공법 및 말뚝 증가(4EA)에 의한 보강

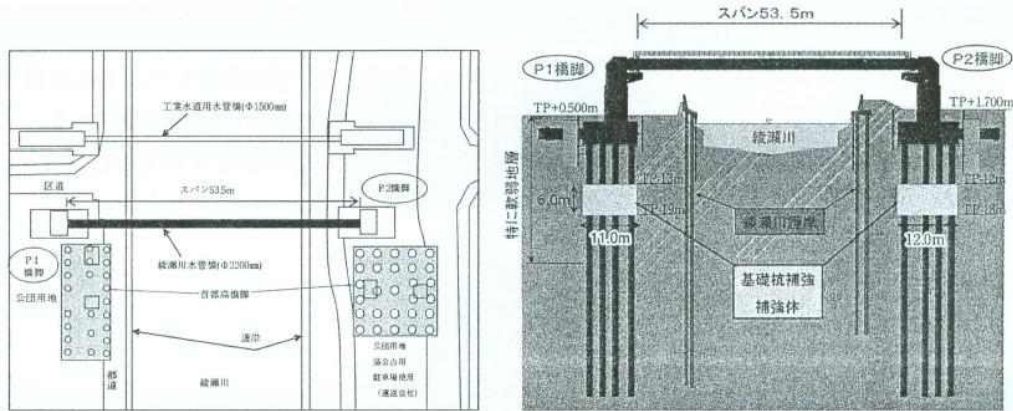
액상화로 인한 말뚝의 응력부족을 CPR공법으로 보강
(일반 말뚝 보강시 수십개의 증설이 필요하나 CPR공법을
동시 적용하므로써 말뚝을 4개로 저감하여, 인접 구조
물에의 영향 및 점용상의 문제 해결)

※ CPR공법 : 말뚝의 수평응력에 대한 항두변위량을 저감
시키기 위해 말뚝의 중간부에 개량체를 마련해 말뚝과
개량체를 일체화하여 일종으로 2층의 라멘구조로 개량하
여 말뚝의 변위량을 저감시키는 방법

d. 내진보강 개요도 및 공사 전경



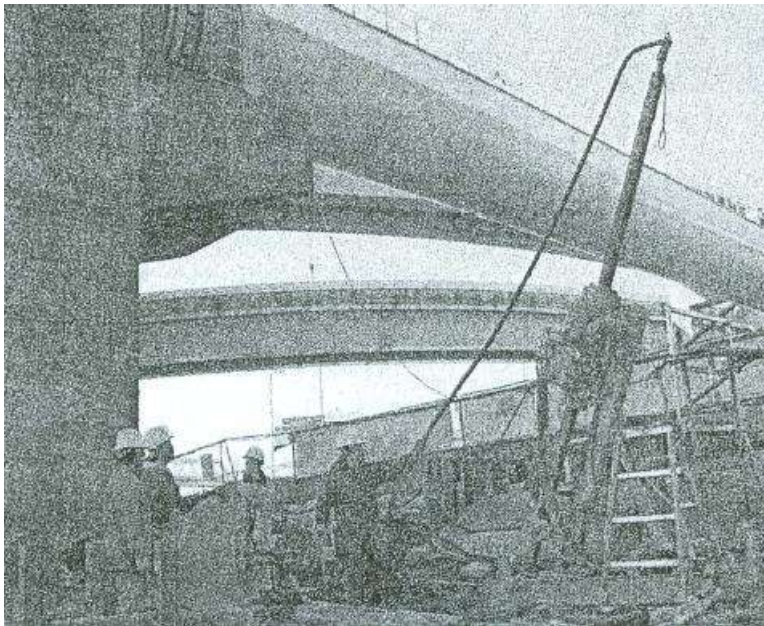
<그림 2.1.2-28> CPR공법



(a) 평면도

(b) 단면도

<그림 2.1.2-29> 내진보강 개요도



<그림 2.1.2-30> 내진보강 시공전경

③ 오오이 수관교(도쿄도 수도국, 헤세이 16년~18년 보강)

a. 개요

케힌운하를 횡단하는 오오이 수관교(쇼와 44년 준공)는 도성의 남쪽지역을 배수하는데 제일 중요한 노선인 쇼난 간선의 일부이지만, 지진동 L2(효고현 남부지진급) 발생시에 있어서 수관

교 상부 신축관 파손이나 낙교의 위험성이 있음

당 수도권 시설에 주는 영향도 매우 크지만, 수도 고속도로 하네다선 및 도쿄 모노레일의 상공을 횡단하여 통행하는 차량, 열차 등에 심대한 피해가 예상되므로 시급한 대책이 요구되어 내진보강을 실시

- ㉠ 구경 : $\phi 1,200\text{mm} \times 2\text{조}$
- ㉡ 연장 : $L=165.5\text{m}$
- ㉢ 형식 : 2경간 단순지지 란가 보강식

b. 내진진단(해세이 12년)

기설 수관교는 쇼와 44년에 완성했지만, 건설 당시의 설계 계산서가 존재하지 않았기 때문에 복원설계를 실시해 내진진단을 실시

내진진단은 L2로 실시

- ㉠ 액상화 판정
 - A1 및 A2 교대의 일부 모래층에 있어서 액상화 저항계수 FL값이 1.0 미만이 되기 것으로 판명
- ㉡ 상부공
 - 받침 : 가동받침은 허용변위가 부족
 - 신축관 : 변위량 부족
- ㉢ 하부공
 - 교각 : 기둥 하부의 전단내력 부족
 - 푸팅 : 교축직각방향의 전단내력 부족
 - 받침지지길이 : 지지길이 미확보로 확보 필요

c. 내진보강(해세이 16년~18년)

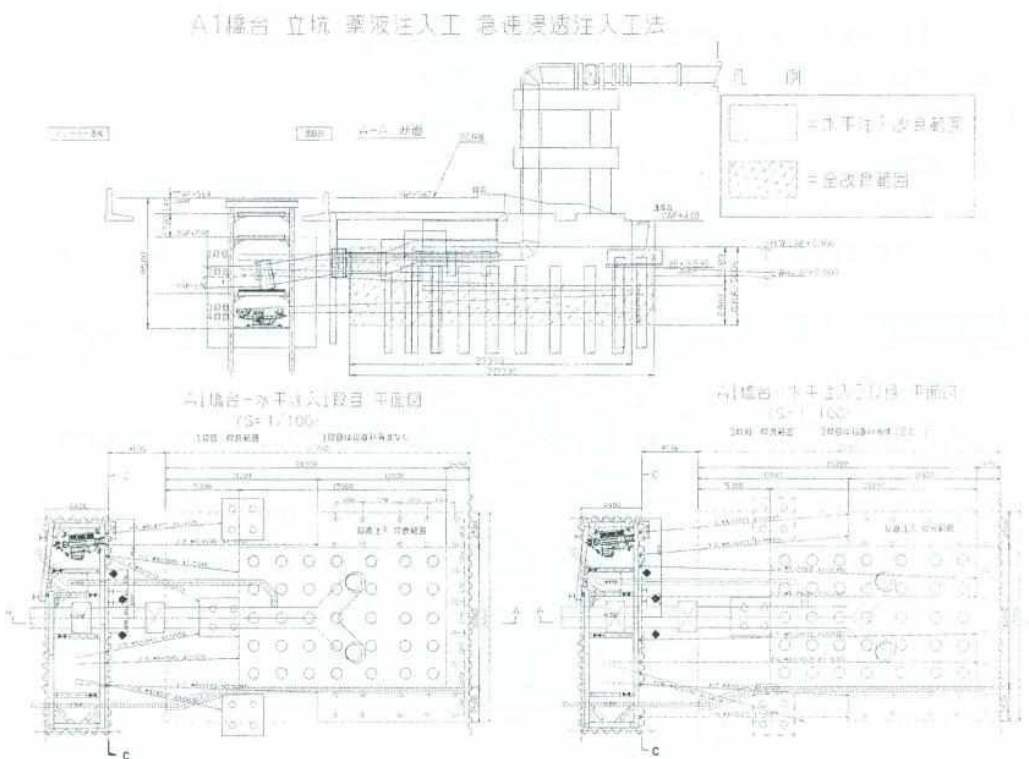
- ㉠ 상부공
 - 낙교방지장치 : 교축 및 교축직각방향 설치
 - 받침지지길이 확보 : 강제 브라켓 설치로 지지길이 확보
 - 링 서포트 설치 : 링 플레이트의 용접에 의한 보강
 - 상부 신축관 교체
- ㉡ 하부공
 - 교각의 철근콘크리트에 의한 단면증설 보강

- 푸팅의 철근콘크리트에 의한 단면증설 보강
- ※ 기설 교각과 콘크리트와의 정착에는 수지 앵커 사용

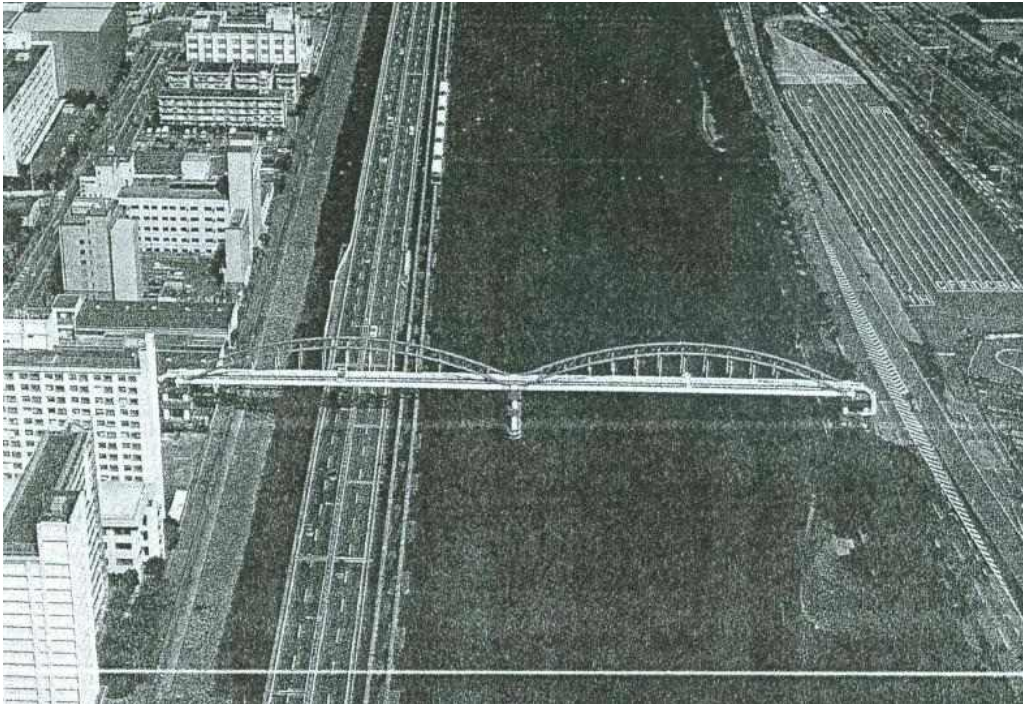
㉔ 액상화 대책

- 액상화 층의 지반개량에 대해서 시공성 검토결과, 교대 주변부는 연직으로, 교대 하부는 양 교대 측부에 입갱을 설치해 수평으로 약액주입공(영구 그라우트)을 시공

d. 내진보강 개요도 및 공사 전경



<그림 2.1.2-31> 내진보강 개념도



<그림 2.1.2-32> 내진보강 시공전경

4) 그 외 구조물(댐, 토구조물, 옹벽 등)

① 야마구치 저수지(도쿄도 수도국, 헤세이 10년~14년 보강)

a. 개요

야마구치 저수지는 쇼와 2년(1927)부터 쇼와 9년(1934)에 걸쳐, 당시의 첨단 토목기술을 도입해 꼼꼼하게 축조된 일본의 손꼽히는 대규모 어스 댐(점토·토사 등을 굳혀 축조된 댐)

한신·아와지 대지진을 계기로 내진성능에 대해 보다 자세한 조사결과, 대지진이 발생할 경우에 댐의 기능에는 영향이 없지만 제정부에 약 1m정도의 침하와 체체 내부에 손상이 발생하는 것으로 판명

야마구치 저수지는 도쿄 도민의 물독으로서 중요한 시설일 뿐만 아니라, 체체 인근으로 도시화가 진행되고 있어 체체 보강 필요

㉠ 유효저수량 : 19,530,000m³

㉡ 댐 형 식 : 어스 필댐

b. 내진진단(헤세이 7년~8년)

㉠ 진도법에 의한 안정해석

- 「필 댐의 내진설계지침(안)(일본건설성 하천국, 1991)」에 근거해 검토한 결과, 지진시에 안전율이 기준을 만족하지 못함

㉡ 동적해석

- 지진력 설정 : 직하지진, 남관동지진 (2 CASE)
- 유한요소법에 근거해 제체의 안정성을 평가
- 상시 안정성 : 현재 상태로 충분히 확보
- 지진시 안정성 : 직하지진과 남관동지진을 고려한 동적해석에서는 현재 상태에서 불안정하다고 판단
- 만일 연속체로서의 변형이 생긴다고 가정하여 시산한 변형량은 제정부에 약 1m의 침하와 범면의 원호파괴가 약 2.5m 발생 예상

c. 내진보강

당시까지 기존 어스 필 댐을 제체 강화한 사례가 없기 때문에 학식 경험자·전문가로 구성된 기술검토위원회에서 최신토목공학을 감안하여 보강방법 결정

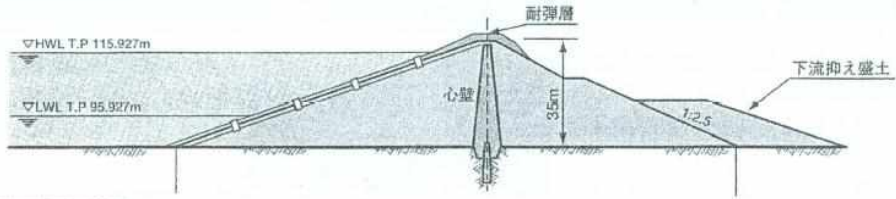
현 제체·기초의 차수성·수리적 안정성에 문제가 없기 때문에 역학적 안정성 확보에 목표를 뒀 제체보강방법으로 성토량의 확보, 동적 신뢰성, 공법적인 확실성, 공사기간, 완성 후의 유지관리성을 고려하여 ‘단순 억제성토 + 하류경사 drain’으로 선정

- ㉠ 억제성토 : 기설 제체의 상·하류부에 완경사의 억제성토를 실시해 미끄럼 저항력을 증대시켜 안정성을 확보하는 방법

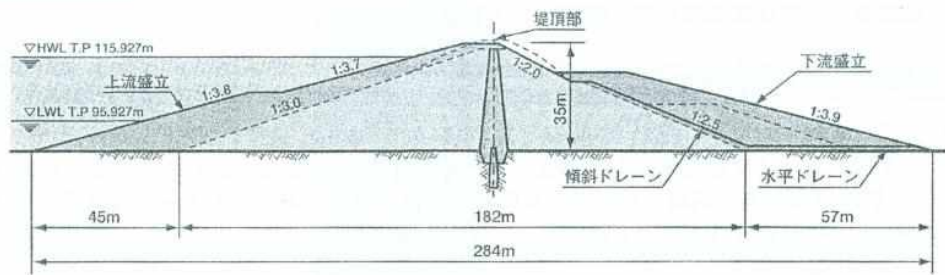
- ㉡ 하류경사 drain : 하류측의 현 제체와 신설 성토의 접합면에 경사 drain을 설치하는 것으로 하류측의 침윤선을 저하시키는 공법

d. 내진보강 개요도 및 공사 전경

구 체제



신 체제



<그림 2.1.2-33> 내진보강 개요도



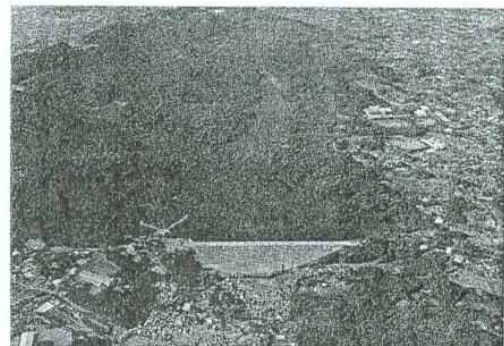
(a) 보강공사 전



(b) 보강공사 중



(c) 시험담수 중



(d) 보강공사 후

<그림 2.1.2-34> 내진보강공사 전경

② 가마후사 취수탑(센다이시 수도국, 헤세이 18년 보강)

a. 개요

가마후사 댐(저수지) 내에 설치된 취수탑은 팔각기둥 모양의 다층 라멘 SRC조로, 기초를 포함한 총높이가 43.0m로 탑체 내부에는 원치에 의해 상·하로 움직이는 취수반 및 취수관이 있어, 임의의 수심에서 취수가 가능

또한, 댐 제체로 연결되는 연락교가 설치되어 있음

㉠ 취수탑

- 구조 : SRC조 다층 라멘 구조(지름 6.3m × 높이 29.0m)

- 기초 : 케이슨 기초(외경 12.0m × 높이 14.0m)

㉡ 연락교 : 단경간 강교(폭 2.4m × 경간장 31.8m)

b. 내진진단(헤세이 17년)

㉠ 기본방침

- 본 취수탑은 「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1997)」에 근거하며, 랭크 A시설로서 L2 내진성능 대 조조사를 실시

- 8각 9층의 양-주구조물이므로, 입체 골조모델에 의한 비선형 동적해석(시각력 응답해석) 적용

㉡ 동적해석 조건

- 지반 종별 : 암반에 안착, I종 지반

- 입력 지진동 : 미야기현 앞바다 지진에서의 본 취수탑 위치까지의 지진동과의 접합성을 감안해 지침의 지진동 L2의 설계스펙트럼 하한값에 적합시킨 가속도 파형(도로교 시방서 표준파 T2-I-1)을 적용

- 해석방향 : 연락교가 취수탑의 수평방향 변위를 구속하기 때문에 취수탑 축방향에 대해 지진동을 작용시켜 해석

- 동수압 : 지진시에 있어서 호수의 역학적 작용은 무시(동수압 미고려)

㉢ 동적해석 결과

- 지배적인 고유진동수는 휨 진동모드가 1.9Hz이고 비틀림 진동모드가 3.3Hz로 해석되었으며, 이는 취수탑에 대한

- 계측결과와 거의 일치하여 해석 모델의 타당성이 검증됨
- 최대 응답변위는 취수탑 최상부에서 발생하며, 그 값은 약 12cm이지만, 잔류변위는 거의 '0' 임

㉞ 대조조사 결과

- 취수탑 : 전단력은 OK, 휨모멘트는 4~5층 기둥에서 NG
- 연락교 : 낙교방지시스템의 설치 필요

c. 내진보강(해세이 16년~17년)

내진보강공사 수행시 댐의 제정 도로나 연락교가 폭 및 하중제한 때문에 사용이 곤란하며, 취수를 정지할 수 없으므로, 댐의 수위를 제한수위로 조정함 다음, 바지선에 의한 수상작업 및 잠수부에 의한 수중시공 실시

㉟ 취수탑

- 기둥부 휨 보강으로서, 강판 보강(강판두께 6mm) 실시
- 수중작업의 시공성을 감안해 서로 맞물려 합친 이음새 방식을 채택(강판보강 면적 $A=88m^2$)

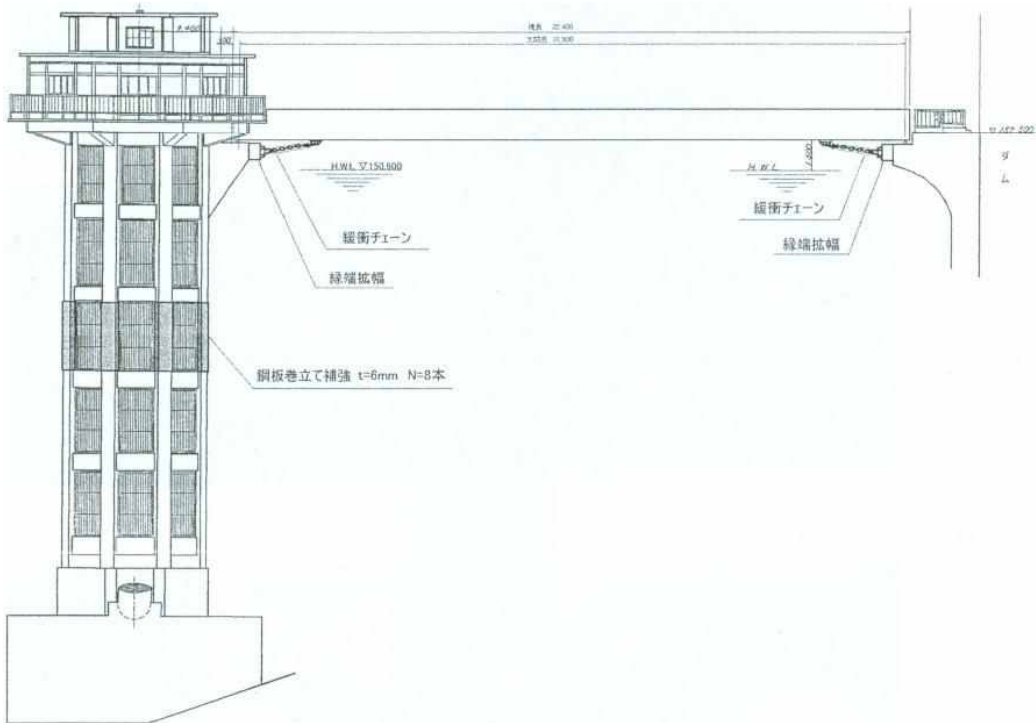
㊱ 연락교

「도로교 시방서·동해설 V. 내진설계편(일본도로협회, 1998)」에 근거해 받침지지길이 확보를 위한 확폭 및 낙교방지장치의 설치를 실시

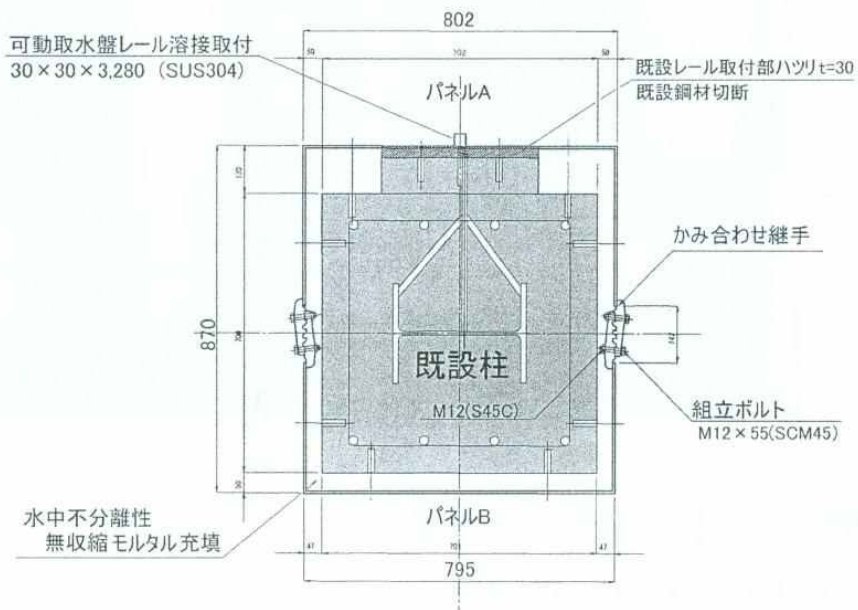
- 받침지지길이 확보를 위한 확폭 N=2개소
- 낙교방지장치 설치(완충체인) N=4개소

㊲ 개략 공사비 : 52,000천엔

d. 내진보강 개요도 및 공사 전경

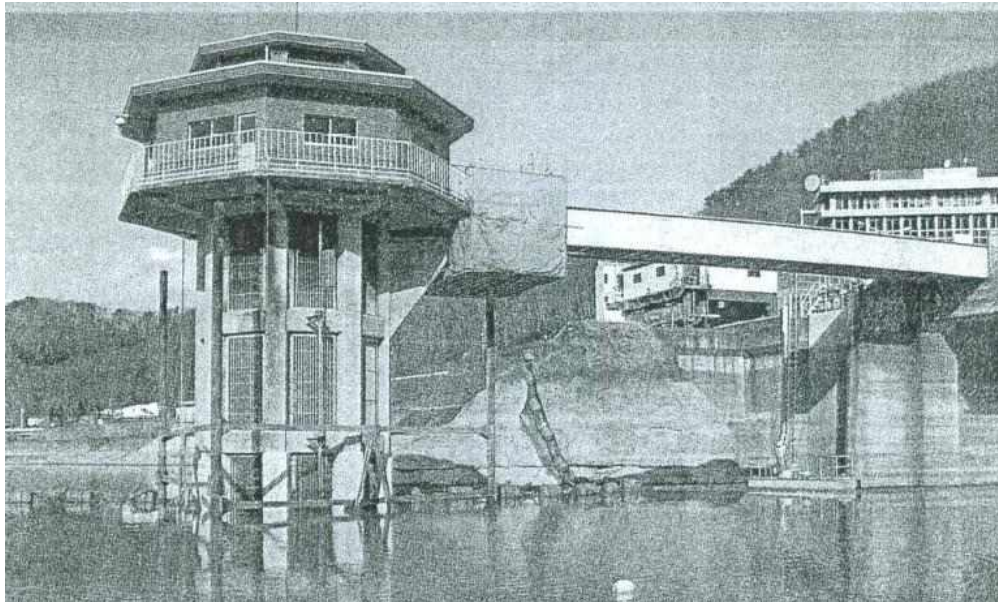


(a) 전체 개요도

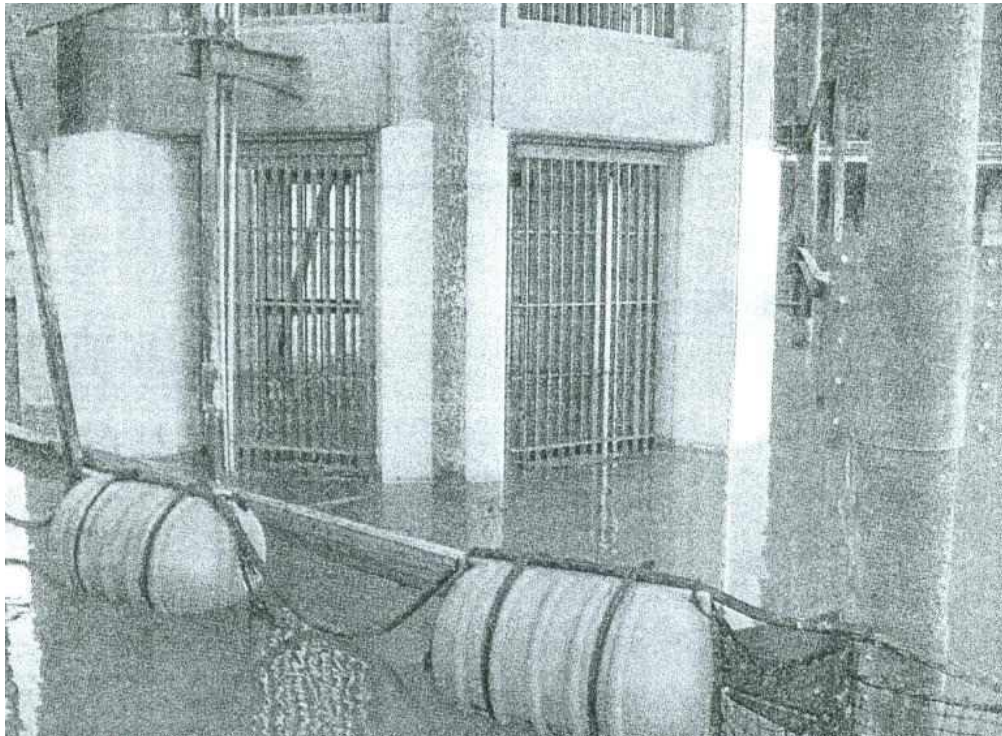


(b) 강판보강 개요도

<그림 2.1.2-35> 내진보강 개요도



(a) 내진보강 공사전경



(b) 강판보강 공사전경

<그림 2.1.2-36> 내진보강 시공전경

5) 기초·지반 대책

① 롯쿠 정수장 배수탑(오카자카시 수도국, 헤세이 14년 보강)

a. 개요

오카자카시 수도국의 롯쿠 정수장은 야하기강의 복류수를 수원
으로 하는 배수능력 13,910m³/일로 쇼와 8년에 급수가 개시
롯쿠 정수장의 배수탑은 오카자카시 수도의 심볼로서 시민에게
사랑받으며 지금도 사용 중

- ㉠ 구조 : RC조
- ㉡ 높이 : 15.5m
- ㉢ 내경 : 12m
- ㉣ 수위 : 13.5m (HWL)

b. 내진진단(헤세이 8년, 재검토 : 헤세이 13년)

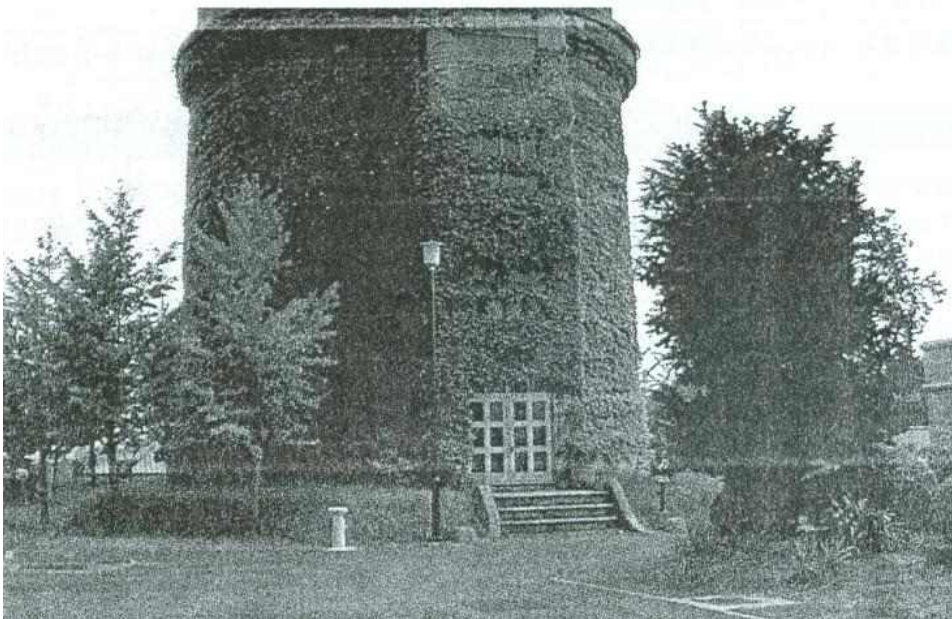
「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1997)」을 참고
하여 내진진단을 실시

오카자카시는 토카이 지진의 「지진 방재대책 강화지역」 지정

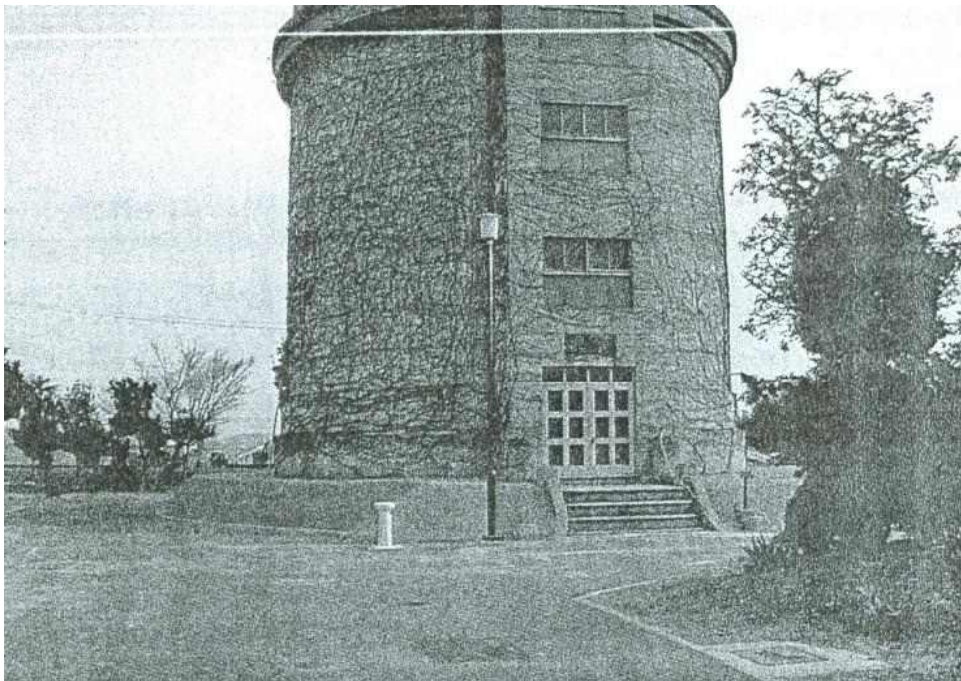
- ㉠ 중요도 : 랭크 A (기간시설이며, 대체시설이 없는 것)
- ㉡ 내진설계 수준 : L1(무피해), L2(붕괴방지, 기능유지)
- ㉢ 지반 분류 : II종 지반
- ㉣ 대조조사 결과
 - L1 (kh=0.2) 일 때 : 몸체 OK, 지반 OK
 - L2 (kh=0.4) 일 때 : 몸체 OK, 지반 NG(전도)
 - 기초·지반부 내진보강 필요

c. 내진보강(헤세이 14년)

- ㉠ 내진진단의 결과로부터 내진보강공사의 공법 비교·결정
(공사기간, 공사비, 시공성 등 고려)
 - 루트파일 공법
 - 고내력 마이크로파일 공법 ← [채택]
- ㉡ 건설 당시 유입·유출 배관은 인감이음새로 되어 있었기
때문에 이음새 부분은 보강
- ㉢ 배수탑 주위의 담쟁이는 말라 죽지 않게 뿌리 요양 시공
- ㉣ 개략 공사비 : 49,000천엔



(a) 보강공사 전



(b) 보강공사 후

<그림 2.1.2-38> 내진보강 시공전경

2.1.3 대규모지진에 대한 댐 내진성능조사 지침(2005)

일본의 국토교통성하천국에서는 높이 15m 이상의 댐(사방댐 제외)에 적용할 수 있는 「대규모지진에 대한 댐 내진성능조사 지침」을 2005년에 발간하였다. 지침에서는 구조형식별 지진해석에 의한 내진성능평가 및 보강에 관한 전반적인 내용을 제시하고 있다.

2.1.4 Gravity Dam Design(2001)

미국척척국 (USBR; US Bureau of Reclamation)에서 1995년에 발간한 「Design Standard No. 13 Embankment Dams : Chapter 13. Seismic Design and Analysis」과 미공병단 (USACE; US Army Corps of Engineers)에서 2001에 발간한 「Gravity Dam Design」에서는 신설 및 기존 댐의 내진설계 및 해석에 관한 내용을 제시하고 있다. 특히, 기존 댐의 내진보강 개념과 방법에 대해 구조형식에 따라 상세하게 기술(비구조적 보강방안 포함)하고 있으며, 주요 내진보강 사례를 제시하고 있다. 다만, 댐 본체에만 국한되어 있는 실정이다.

2.1.5 Seismic Guidelines for Water Pipelines(2005)

FEMA (Federal Emergency Management Agency)와 NIBS (National Institute of Building Sciences)에서 2005년에 발간한 「Seismic Guidelines for Water Pipelines」은 매설 상수관로의 내진설계 및 평가요령에 대하여 강제성이 없는 Guideline으로 제시하고 있다. 「Seismic Guidelines for Water Pipelines」의 목적은 지진에 대한 관로의 내구성을 증대시키고 지진 후 신속하고 경제적 복구를 할 수 있는 설계를 하도록 도와주며, 효율적인 관로 시스템의 운영을 통한 지진 발생 후 기능 수행에 차질이 없도록 하는데 있다.

2.1.6 Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines(2012)

MCEER (Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research)에서 2012년에 발간한 「Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines」에는 지진시 위험요소들을 다루고 있으며, 특히 단층의 이격, 산사태, 측방유동과 지진으로 인한 지반침하를 포함하는 영구지반변형 (PGD; Permanent Ground Deformation)을 다루고 있다. 또한, 지반 변형량을 추정하는 경험적, 해석적 관계식을 제시하고 있으며, 매설관로에 매우 중요한 측방유동 Zone의 공간적 확장성에 관한 일부 정보를 제공하고 있다.

2.2 국내 동향

2.2.1 기존 시설물 내진성능평가 및 향상요령

한국시설안전공단에서는 내진설계가 수행되지 않았거나, 관련기준의 강화로 인하여 내진성능평가가 필요하다고 판단되는 기존시설물(건축물, 교량, 댐, 터널, 상수도, 기초 및 지반, 제방)에 대해 내진성능을 평가하여 지진에 의해 발생할 수 있는 큰 피해를 사전에 예방할 수 있도록 2004년에 「기존 시설물의 내진성능평가 및 향상요령」을 발간하여, 이를 토대로 기존 시설물의 내진성능평가 및 내진보강 업무를 수행해 왔다. 또한, 설계기준의 개정, 관련 기술의 발달 및 최근 개발된 다양한 보강기법 등의 내용을 반영하여 2011년에 건축물, 교량, 터널 3개 시설물에 대해 개정을 마쳤으며, 현재 일부 시설물의 개정이 진행 중에 있다.

기존 저수지(댐) 부대시설물 중 여수로와 취수터널의 내진성능평가를 수행하는데 참고할 수 있는 요령은 「기존 댐의 내진성능 평가요령」과 「기존 상수도의 내진성능 평가요령」 및 「기존 시설물(터널) 내진성능 평가요령」이다.

「기존 댐의 내진성능 평가요령」은 「댐 설계기준」에 기초하여 적용범위, 내진등급 및 평가기준 지진 등을 규정하였으며, 댐체 위주로 평가절차 및 방법, 예제 등을 제시하고 있으며, 동적해석(상세내진성능평가)을 위한 가속도 시간이력을 결정하는 방법과 사용목표수명을 고려한 지진위험도 산정방법을 추가로 제시하고 있다. 이 중 기존 저수지(댐) 부대시설물 중 여수로와 취수터널의 내진성능평가에 참고할 수 있는 내용은 여수로에 대한 간편해석과 동해석 부분이 있다.

「기존 상수도의 내진성능 평가요령」은 「상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구」(환경부, 1999)와 「도시철도 내진설계기준」 등에 기초하여 상수도 시설물 중 지중에 건설된 도수 및 송수터널을 제외한 관로 시설물과 지하맨홀 구조물에 대해서만 적용하고 있다. 이 중 기존 저수지(댐) 부대시설물 중 여수로와 취수터널의 내진성능평가에 참고할 수 있는 내용은 지하맨홀 정도이나, 중첩되는 부분이 극히 일부이다.

「기존 시설물(터널) 내진성능 평가요령」(2011)은 도로교에 존재하는 터널의 특성에 맞게 구성되어 있으며, 수로터널에 적용할 수 있는지 여부에 대해 검토하였다.

2.2.1.1 「기존 시설물(댐) 내진성능 평가요령(안)」 (2013)

「기존 시설물(댐) 내진성능 평가요령(안)」은 한국시설안전공단에서 2004년에 발간한 후 최신 설계기준, 발전된 기술수준 등을 반영하여 2013년에 개정하여 국토교통부의 최종승인 과정이 있는 버전으로, 기존 저수지(댐) 부대시설물 중 여수로와 취수터널의 내진성능평가에 활용할 수 있는 내용은 ‘제2장 내진성능 평가기준지진과 평가절차’, ‘4.2.8 여수로에 대한 간편해석’과 ‘4.3.10 여수로에 대한 동해석’ 항목이다.

가. 내진성능 평가기준지진과 평가절차

요령에 제시된 내진성능 평가기준지진은 「댐 설계기준」(2011)과 크게 다르지 않으나 공용중인 시설물임을 고려하여 사용목표수명에 따라 평가기준지진(지반가속도계수)을 산정하도록 하고 있으며, 평가방법 및 절차는 제체를 기준으로 제시되어 있어 부대시설물에 적용하기 위해서는 별도의 검토가 필요한 상태이다.

나. 필댐 여수로에 대한 간편해석

필댐 여수는 댐의 저수통제시설물 중 가장 중요한 기능을 수행하는 부대시설물로서 여수의 내진손상은 하류하천에 댐 제체의 붕괴시와 유사한 영향을 미친다. 여수의 내진 간편해석은 콘크리트댐 제체의 간편해석과 마찬가지로 등가정적해석을 적용하여 수행한다. 여수는 필댐의 경우 일반적으로 양안부의 암반기초 위에 설치되고, 콘크리트댐 제체의 간편해석에 준하여 해석을 수행한다.

- 1) 여수의 내진해석을 위한 지진하중은 양안부의 특성을 고려하여 본 요령 2장의 절차에 따라 산정한다.
- 2) 여수의 안정에 대한 간편해석은 콘크리트댐 제체의 간편해석을 준용한다. 단, 여수 양단부의 Abutment 구조물에서 댐축방향의 지진 작용시 배면토사에 의한 동토압은 Mononobe-Okabe 공식에 의한다.
- 3) 여수에 대한 간편 해석을 수행한 결과, 콘크리트댐 제체의 간편해석에 관한 기준을 만족하지 못할시 여수에 대한 내진성능 상세평가 2단계를 실시하도록 한다.

다. 필댐 여수로에 대한 동해석

구조물의 동적특성과 암반-구조물 상호작용을 고려할 수 있는 프로그램을 사용하여 지진하중 작용시와 지진 후 여수로의 동적거동을 분석하도록 한다.

필댐 여수로에 대한 동해석의 상세는 콘크리트 댐체의 월류부에 대한 동해석을 준용한다.

2.2.1.2 「기존 상수도의 내진성능 평가요령」(2004)

「기존 상수도의 내진성능 평가요령」은 한국시설안전기술공단에서 상수도 시설물 중 지중에 건설된 도수 및 송수터널을 제외한 관로 시설물과 지하맨홀 구조물을 대상으로 2004년에 발간된 것으로 기존 저수지(댐) 부대시설물 중 여수로와 취수터널의 내진성능평가와 중첩되는 내용은 평가기준지진 산정과 관련된 내용 외에는 거의 없다.

2.2.1.3 「기존 시설물(터널) 내진성능 평가요령」(2011)

「기존 시설물(터널) 내진성능 평가요령」은 한국시설안전공단에서 2004년에 발간한 후 최신 설계기준, 발전된 기술수준 등을 반영하여 2011년에 국토교통부의 승인을 얻어 개정된 버전으로, 기존 저수지(댐) 부대시설물 중 여수로와 취수터널의 내진성능평가에 활용하기 위해서는 도로교 터널과 취수터널의 수리·구조적 특성 등을 우선적으로 파악하여야 한다.

가. 적용 대상

개착식 터널의 본선 및 정거장 구조물, 굴착식 터널(도로 및 철도터널), 기타 공동구 및 지하철도, 복개구조물 및 지중과 지상의 경계부인 U-Type 구조물 및 옹벽구조물에 적용이 가능하다.

나. 해석방법

기존 터널의 내진성능평가는 가능하면 간단한 평가식 또는 실험식 등을 이용하도록 하고 있어 평가방법은 응답변위법을 기본으로 하고 있으며,

응답진도법 또는 동적해석법은 제한된 경우에 한해서 적용하는 것을 원칙으로 한다.

다. 내진성능 평가절차

기존 터널의 내진성능 평가절차는 ‘내진성능 예비평가’와 ‘내진성능 상세평가’ 2단계로 구분하여 단계적으로 수행한다. ‘내진성능 예비평가’는 문헌자료 및 현장조사에 근거하여 ‘내진성능 상세평가’의 수행여부를 결정하기 위해 실시한다. ‘내진성능 상세평가’는 예비평가 결과와 내진성능 평가수준에 따라 기존 터널 구조물의 구성부재의 내진성능을 파악하기 위해서 실시한다.

2.2.2 상수도시설 내진성능평가요령 개선 연구

한국수자원공사에서는 현행 관로 중심의 기존 상수도시설 내진성능평가 방식을 개선, 지반 액상화와 부대시설물을 포괄적으로 포함하는 상수도시설물에 대한 내진성능 평가요령을 개선하고 평가기법을 정립하여 시설물의 내진 안전성 향상 및 기술경쟁력을 제고하기 위해 2013년에 「상수도시설 내진성능평가 요령 개선 연구」를 수행하였다.

본 연구에서는 기존 상수도 시설물에 대한 구조물 종류별 및 지반 액상화를 포괄적으로 포함하는 통합적 내진성능평가 요령을 개발하는 내용을 담고 있다. 본 요령의 적용 범위는 국가적인 제도 정비 전까지 한국수자원공사에서 관리중인 기존 상수도 시설물에 대해서만 한시적으로 적용하는 것을 원칙으로 하고 있다.

본 요령 연구의 주요내용은 다음과 같다.

가. 상수도시설 피해사례

지진시 상수도시설의 피해사례를 관련 문헌조사 및 해외 자문 등을 통하여 제시하였으며, 특히 최근 주요 지진들 - 뉴질랜드 Canterbury 지진(2010, 2011), 미국 Loma Prieta 지진(1989), 미국 Northridge 지진(1994), 일본 Kobe 지진(1995), 중국 Wenchuan 지진(2008) 및 일본 Tohoku 지진(2011) - 에 대한 상수도시설 피해사례를 집중조명하였다.

피해사례 조사결과, 분절관의 경우는 주로 관체의 이음부에서, 연속관의

경우는 관체의 용접부에서 문제가 발생하였고, 구조물 자체보다는 많은 경우에 지반의 액상화나 부등침하에 의한 손상이 원인이었다.

나. 기존 내진성능 평가요령 고찰

현행 「기존 상수도의 내진성능 평가요령」(한국시설안전기술공단, 2004)에 대한 고찰과 개선사항을 검토하고, 미국이나 일본 등 내진에 대한 체계가 상대적으로 잘 정비된 국가들의 상수도시설과 관련된 최근 내진평가 기준 및 규정을 고찰하였다. 또한, 지진 발생시 지반의 거동에 따른 상수도 시설물의 종류별 응답 및 안전성에 대한 검토를 수행하였으며, 이를 통해 현행 상수도시설 내진성능평가 방법에 대한 효율성을 규명하고, 개선할 점을 도출하고자 하였다.

검토결과, 내진성능 예비평가에 있어서의 복잡성과 주관성은 개선의 여지가 있는 것으로 판단되었으며, 보다 직관적이고 체계적으로 보수·보강 공법까지 안내하는 미국 ALA 가이드라인은 향후 도입 타당성이 있는 것으로 판단되었다. 매설관로와 수로터널, 지중구조물의 내진성능평가에 있어 중요한 요소는 PGV(최대지반속도)임을 알 수 있었다. 또한 지반의 종류별 매설관로와 지중구조물 등의 수치모의해석 및 분석결과, PGV=50을 기준으로 보강여부를 결정하는 것이 바람직할 것으로 판단되었으며, 국내 대부분의 지반(암반이 쉽게 발견되는 지층구조)은 지중 구조물의 내진성능에 큰 문제가 없을 것으로 검토되었다.

다. 지반 액상화 평가요령

상수도시설의 주요한 손상 인자인 지반 액상화에 대한 예비평가와 상세평가 방법을 제시하였다. 향후 개정의 여지가 있으나, 기존의 국내 액상화평가 가이드라인과의 호환성을 유지하는 틀에서 평가요령을 간편예측법과 상세예측법으로 나누어 제시하였다.

라. 상수도시설 내진성능 예비평가 요령

매설관로, 수로터널, 지중 RC 구조물, 건축구조물에 대한 포괄적 내진성능 예비평가 요령을 제시하였다. 금번 연구성과를 바탕으로 예비평가의 주관성을 줄이고, 항목을 단순화하였으며, 예비평가 결과에 따라 상세평가의 우선순위 결정을 내진성능 중요구조와 내진성능 유보구조로 제시하였

다.

지진도는 기존 4개의 등급분류에서 2개의 등급분류로 단순화하였으며, 위험도의 변수를 수정 및 축소하여 새로운 취약도지수를 제안하였다. 중요하지 않다고 판단되는 영향도는 제외하였다.

수정된 방법은 기존의 방법에 비하여 직관적이며, 중요도가 높은 지반 분류의 영향이 결과에 큰 영향을 미치도록 개선되었다. 부대시설 중에서 건축구조물의 내진성능 예비평가요령은 평가체계의 일관성을 위하여 한국 시설안전공단의 「기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령」(2011)을 준용하였다.

마. 매설관로 내진성능 상세평가 요령

전체 상수도 시설물 중 지진시 가장 직접적인 피해가 우려되는 매설관로에 대한 내진성능 상세평가 요령을 기존의 관체 내진성능 평가방법과 새롭게 ALA 가이드라인을 조정, 적용한 Chart 평가방법으로 제시하여, 선택적인 평가를 수행할 수 있도록 하였다. Chart 방법은 ALA(2005)의 방법을 기반으로 개선하여 제시되었으며, PGV로 내진보강의 필요성을 평가하도록 하였다. 단, 이 방법에서 PGV의 산정은 매우 중요하므로 지반 응답해석의 수행을 의무화하였다. 또한, Chart 방법에서는 보강방법까지 제시하여 실무 적용성이 용이하도록 하였다. 매설관로의 내진성능 상세평가는 분절관과 연속관 유형으로 나누어 평가방법을 구체적으로 제시하였다.

바. 수로터널 내진성능 상세평가 요령

현행 국가적 기준과의 호환성을 유지하면서, 다양한 형태의 수로터널에 대한 내진성능 상세평가 요령을 제시하였다. 상세평가의 주요 방법으로 응답변위법과 시간이력 동해석 기법을 설정, 구체적인 절차를 제시하였다.

사. 지중 토목구조물 내진성능 상세평가 요령

수로터널과 같은 지중구조물로서 응답변위법과 시간이력 동해석 기법을 제시하였다.

아. 건축구조물 내진성능 상세평가 요령

건축구조물의 내진성능 상세평가는 최근 개정된 건축 내진설계기준에 맞춰 현행 내진성능 평가요령을 참조할 수 있도록 제시하였다.

자. 취수탑 내진성능 상세평가 요령

취수탑은 내진성능 예비평가 과정을 생략하고 상세평가를 실시하도록 하였으며, 현행 기준과의 호환성을 유지하면서 하중과 저항력을 비교하는 평가방법과 붕괴방지수준 지진시 단면저항 성능비 검토 절차를 제시하였다.

차. 내진성능평가 예제

다양한 상수도 시설물들에 대한 구체적인 내진성능평가 예제를 수록하여 본 요령을 적용하는 기술자들의 이해를 돕고자 하였다.

제 3 장

저수지(댐) 부대시설물의 내진설계 기법 정립

Water Resources, Plant and Fisheries
Administration and Inspection Agency

제3장 저수지(댐) 부대시설물의 내진설계 기법 정립

「농업생산기반정비사업계획설계기준 - 필댐편(2002)」 및 「댐 설계기준(2011)」 등에서는 부대시설물의 내진성능 확보를 위하여 필요한 최소 요구조건을 만족시키는 내진설계를 하도록 규정하고 있을 뿐 성능수준 및 해석방법 등에 관한 명확한 기준은 제시되지 않아 부대시설물의 내진설계를 위한 성능수준 및 평가방법을 선정하는데 어려움이 따른다.

본 장에서는 ‘농업생산기반시설’에 포함되는 기존 저수지(댐)의 부대시설물의 내진설계 사례를 확인하여 내진성능평가에 적용 가능성 및 구조물 특성에 따른 고려사항 등을 검토하였다.

3.1 취수탑

3.1.1 시설물의 특성

취수탑은 수원으로부터 취수를 하기 위하여 설치한 탑 모양의 구조물로 가운데가 빈 원통형의 구조물로 외벽에는 높이에 따라 여러 단의 취수구를 두어 적당한 수심으로부터 취수할 수 있도록 되어 있다. 탑정부에 취수구 제수밸브 등을 조작할 수 있는 조작실과 관리를 위한 관리교가 설치된다.

기존 댐의 다른 부속시설과 마찬가지로 취수탑에 대한 내진 안전성 검토시 필요한 기준 및 절차, 적용방법 등을 명확히 규정한 기준이나 지침이 아직 마련되어 있지 않아 기존 취수탑의 내진 안전성 검토시 「내진설계기준연구 (Ⅱ)」(건설교통부, 1997), 「농업생산기반정비사업계획설계기준」(농림부), 「댐 설계기준」(국토해양부, 2011), 「콘크리트구조설계기준」(건설교통부, 2007), 「상수도시설기준」(환경부, 2010), 「기존 댐의 내진성능 평가 및 향상요령」 및 「기존 상수도의 내진성능 평가 및 향상요령」(한국시설안전공단, 2004) 등을 준용하여 평가를 수행하고 있어 내진성능평가를 수행하는 엔지니어에 따라 평가방법이 서로 상이한 실정이다.

3.1.2 취수탑 관련 내진설계기준

기존 댐의 취수탑의 내진설계 및 안전성 평가에 적용되는 기준 및 평가 방법의 타당성을 검증하기 위해서 우선적으로 구조물별 준용되고 있는 내진설계기준에 대한 검토를 수행하였다.

가) 댐 설계기준(2011)

국토해양부에서 2011년에 개정된 「댐 설계기준」에서는 ‘제12장 내진설계’편에 댐에 관한 내진설계기준이 상세하게 기술되어 있다.

본 절에서는 내진설계 공통사항 및 댐 부속시설물(취수탑)에 관한 기준에 대해서만 발췌하였다.

1) 내진설계 적용시설

- (1) 이 기준은 댐체, 여수로 및 부대시설물의 내진성능을 확보하기 위하여 필요한 기준을 규정하는 것으로서 신설되는 높이 15m 이상인 댐의 내진설계에 적용한다. 또한 높이 15m 미만인 소규모댐의 내진설계에도 준용할 수 있다.
- (2) 댐의 부대시설물은 취수탑, 발전소, 댐 관리동, 수로터널 등을 말하며 이들 시설에 설치된 수문, 권양기, 현장조작반, 관리교, 전기 및 계측 제어설비 등을 포함한다.

2) 내진설계기준의 기본개념

- (1) 이 기준은 국토해양부의 연구과제 내진설계기준 연구(1997.12)에서 제시된 내진설계 성능기준 및 기타 연구결과를 참고하고 기존의 설계 체계를 정리하여 제정한 것이다.
- (2) 내진설계기준 연구(1997.12)에서 제시된 내진설계 개념의 특징은 지진의 발생 빈도와 지반운동의 세기, 시설의 중요도에 따라 요구되는 내진 성능을 기능수행 수준과 붕괴방지 수준으로 구분하여 만족시키도록 규정하고 있다. 따라서 이 기준에서 제시된 방법으로 내진설계를 할

경우에는 기능수행 수준과 붕괴방지 수준을 만족하는 것으로 본다.

(3) 이 내진설계기준은 다음과 같은 기본개념에 기초를 두고 있다.

- ① 댐에 미소한 변형과 부분적 손상이 발생하는 것은 허용할 수 있으나, 지진이 발생되더라도 통제 불가능한 저수의 유출이 없어야 하며, 댐의 저수기능이 유지되어 용수공급에 지장이 없어야 한다.
- ② 어떤 경우에도 댐이 붕괴되지 않도록 댐체의 활동이나 전도의 방지를 위해 충분한 안전율이 확보되어야 한다.
- ③ 이 기준을 따르지 않더라도 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

3) 내진설계 일반

- 내진설계 기법

- (1) 현재 우리나라에서 댐에 대한 내진설계 방법은 지진력을 지진계수에 의한 하중의 관성력과 동수압으로 대치하고 정역학적 방법으로 해석하는 **진도법**을 기본으로 하고 있다. 이 방법은 이미 경험적으로 안정적인 방법임이 입증되고 있다.
- (2) 정역학적 방법은 간편하고 안정적인 해석결과를 얻을 수 있는 장점이 있으나, 댐의 동적 특성을 고려하지 않고 지반과 구조물의 상호작용 관계인 설계진도와 최대응답 가속도의 관계가 명백하지 않다.
- (3) 최근 미국 등 일부 국가에서는 지진파에 의한 댐의 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법을 설계에 적용하고 있다.
- (4) 동역학적 안정해석 방법도 댐 설계에 적용할 때 다음과 같은 사항의 명확한 규명에 문제점이 있어 그 적용에 신중해야 한다.
 - ① 설계 지진파형의 설정
 - ② 댐 축조재료의 동적인 응력 왜곡 특성
 - ③ 해석 방법으로서의 3차원적 응답이나 지하 소산 규정
 - ④ 파괴 기준 및 파괴 현상의 모의
- (5) 우리나라의 경우에는 빈약한 지진 해석자료 및 연구 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 설계기준으로 동적 해석 방법을 댐의 내진설계기준에 규정하기에는 무리가 따른다.

(6) 따라서 종래의 정역학적 설계 방법인 진도법을 내진설계의 기본으로 한다. 그러나 진도법으로 설계된 댐체 단면에 대한 상세검토가 필요한 경우(댐 높이가 매우 높은 경우 등)에는 동역학적 해석 방법에 의한 검토를 수행한다.

- 설계지반운동

(1) 일반사항

- ① 설계지반운동은 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
- ② 설계지반운동은 수평 2축 방향 성분으로 정의되며 그 세기와 특성은 동일한 것으로 가정한다.
- ③ 지진에 의한 수직방향의 영향이 댐 안정에 영향을 주게 되는 경우에는 이 방향의 지진력을 고려하며 그 크기는 수평방향의 지반운동의 1/2로 본다.
- ④ 댐의 내진설계를 할 때 댐 상류의 저수지 수위 및 수위의 변화상태에 따라 댐 안전에 가장 불리한 방향으로 가진(加震)되는 경우를 상정하고 안정해석을 한다. 이때 해당 저수지 수위의 발생빈도가 특히 낮은 경우에는 그때의 적용 지진력을 조정할 수 있다.

(2) 설계진도(震度)

- ① 지진재해도 해석결과에 따라 우리나라의 지진구역을 (표 3.1.2-1) 과 같이 설정한다. 평균재현주기 500년의 지진지반운동에 해당하는 각 지진구역별 지진구역계수는 (표 3.1.2-2)과 같이 구역 I 은 0.11, 구역 II는 0.07이다.

(표 3.1.2-1) 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | |
|------|------|---|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 |
| | 도 | 경기도, 강원도남부 ⁽¹⁾ , 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 ⁽²⁾ |
| II | 도 | 강원도 북부 ⁽³⁾ , 전라남도 남서부 ⁽⁴⁾ , 제주도 |

주 : (1) 강원도 남부 : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시

(2) 전남 북동부 : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시

(3) 강원도 북부 : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시

(4) 전남 남서부 : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시

(표 3.1.2-2) 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)

| | | |
|------|------|------|
| 지진구역 | I | II |
| 구역계수 | 0.11 | 0.07 |

- ② 평균재현주기별 최대 유효 지반가속도의 중력가속도에 대한 비를 의미하는 위험도계수는 (표 3.1.2-3)와 같다. 이 표에서 기준은 평균재현주기 500년 지진이다.

(표 3.1.2-3) 위험도계수

| | | | |
|-------|------|--------|--------|
| 재현주기 | 500년 | 1,000년 | 2,400년 |
| 위험도계수 | 1.0 | 1.4 | 2.0 |

- ③ 댐이 위치할 지점의 설계진도는 해당지역의 지진구역계수에 ‘다. 내진등급별 설계지진 수준’에서 규정하는 내진등급별 설계지진의 평균재현주기에 따른 위험도계수, ‘라. 기초지반의 영향’의 지반계수 및 ‘마. 댐 형식의 영향’의 댐 형식별 할증계수와 중력가속도를 곱한 값으로 한다. 단, 지진구역 II에 위치한 다목적댐 및 동역학적 검토가 필요한 100m 이상의 높이를 가진 댐은 지진구역 I의 구역계수를 채택한다.

- ④ 그러나 위의 방법으로 산출된 설계진도가 0.1g 이하이면 0.1g을 취한다.

- 내진등급별 설계지진 수준

- 1) 댐의 내진등급은 (표 3.1.2-4)과 같이 댐의 중요도에 따라 내진 I 등급 및 내진특등급의 두 가지 등급으로 분류한다.
- 2) 댐은 (표 3.1.2-4)에서 내진 등급별로 규정된 평균재현주기를 갖는 설계지진에 대하여 설계된다.

(표 3.1.2-4) 댐의 내진등급별 설계지진

| 내진등급 | 구 분 | 설계지진의 평균재현주기 |
|--------------|---|-----------------|
| 내진특등급 댐 | <ul style="list-style-type: none"> · 사회, 안보, 경제적인 측면에서 특별한 댐으로 발주처가 지정하는 댐 · 법에 의하여 다목적 댐으로 분류한 댐 · 높이 45m 이상이고 총저수용량 50백만m^3 이상인 댐 | 1,000년 |
| 내진 I 등급 댐 | <ul style="list-style-type: none"> · 내진특등급 댐 이외의 모든 댐 | 500년 |

- 기초지반의 영향

지반의 영향은 댐의 지진하중을 결정하는데 고려된다. (표 3.1.2-5)는 기초지반의 구분과 이에 상응하는 지반계수를 나타내고 있다. 이 표는 보통암의 기초를 기준으로 작성된 것이다.

(표 3.1.2-5) 기초지반 분류에 따른 지반계수

| 지반의 종류 | 지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값 | | | 지반계수 | |
|--------------------------------|-----------------------|----------------|----------------------|------|-------|
| | 전단파속도 (m/s) | 표준관입시험 (N치) | 비배수 전단강도 (kPa) | I 구역 | II 구역 |
| 경암지반(S_A) | 1,500 이상 | - | - | 0.8 | |
| 보통암지반(S_B) | 760~1,500 | - | - | 1.0 | 0.7 |
| 연암지반 및 매우 조밀한 토사지반(S_C) | 360~760 | > 50 | > 100 | 1.2 | 1.1 |
| 단단한 토사지반(S_D) | 180~360 | 15~50 | 50~100 | 1.5 | 1.6 |

- 지반조사

(1) 댐의 내진 안정성 평가에 필요한 지반물성을 파악하기 위하여 지반 조사를 실시한다. 지반조사는 지층구성, 지하수위, 각지층의 역학적

특성과약 및 실내시험을 위한 시료의 채취 등을 위한 현장시험과 채취된 시료를 이용한 실내에서의 역학적 시험을 포함한다.

- (2) 필요한 경우 전단파속도 주상도 등을 얻을 수 있는 동적 현장시험을 실시하며, 지진에 취약한 지반은 액상화 특성과 다양한 변형률 크기에 대한 변형계수와 감쇠비 특성을 얻을 수 있는 시험을 실시한다.

- 지진하중

- (1) 지진시 댐에 발생하는 응력과 변형을 평가할 때 댐에 작용하는 고정하중에 설계진도를 곱한 지진 관성력을 고려한다.
- (2) 지진 관성력은 댐 안정에 불리한 방향으로 작용하는 것으로 해석한다. 즉, 댐 본체는 상 하류 방향의 수평지진력만을 고려하여 설계하며, 여수로 및 부대시설물은 구조물의 특성에 따라 상 하류 방향 또는 댐축 방향의 지진력을 선별적으로 고려하여 설계한다.
- (3) 지진시에는 유체의 동압력 뿐만 아니라 파랑고의 영향도 고려할 수 있다.

4) 콘크리트 중력댐의 내진설계

- 설계거동한계

콘크리트 중력댐은 다음과 같은 조건이 충족되어 지진이 발생해도 붕괴되지 않아야 한다.

- (1) 콘크리트댐은 지진이 발생되더라도 저수기능이 유지되어야 하며 보수 및 용수 공급이 가능해야 한다. 이를 위해 여수로 및 부대시설물에 대해서도 내진설계가 이루어져야 한다. 이때, 권양기 및 현장조작반은 강체 거동하는 것으로 가정하여 기초앵커의 응력을 검토하며, 관리교는 낙교의 가능성에 대해 검토한다.
- (2) 콘크리트에 발생한 변형은 탄성한계를 현저히 초과하지 않아야 한다.
- (3) 이음부의 열림 또는 국부적 파괴로 인해 통제 불가능한 유출이 발생하지 않아야 한다.
- (4) 지진시 발생하는 파랑고에 의해 댐체가 월류되거나 여수로 및 부대시설물의 기능이 장시간 정지되어서는 안 된다.
- (5) 여수로 및 취수탑의 재료는 탄성거동 한계 내에 있도록 설계하며,

강재구조물의 발생 응력은 허용응력 이내여야 하고 콘크리트 구조물의 발생 외력은 내하력보다 작아야 한다.

- 정역학적 설계기준

(1) 지진력

- ① 설계에 적용하는 지진력은 작용 정하중에 대한 지진 관성력과 동수압이며 지진에 의한 저수지의 파랑고를 따로 고려할 수 있다.
- ② 수평지진 관성력
 - a. 제체의 수평지진 관성력은 제체의 자중에 설계진도를 곱한 값으로 한다.
 - b. 관성력 작용점은 단면형상에 관계없이 질량의 중심이며 작용 방향은 수평방향으로 하되, 댐 안정에 불리한 방향으로 작용하는 것으로 한다.
 - c. 만수시의 안정해석에서는 지진 관성력이 상류측에서 하류측으로, 댐축에 직각방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.
 - d. 저수지가 비어있을 경우에는 반대로 하류측에서 상류측으로 작용하는 것으로 하되, 설계진도는 소정 설계진도의 1/2을 적용해도 무방하다.
 - e. 댐축 방향으로 지진 관성력을 작용할 때도 설계진도는 댐축 직각방향과 같다.
 - f. 수평지진에 의한 수압 증가량은 Westergaard의 공식에 의하여 구할 수 있다.
- ③ 수직지진 관성력
 - a. 콘크리트 중량에 설계진도의 1/2로 가정한 수직설계진도를 곱한 값인 수직 관성력을 고려할 수 있다.
 - b. 관성력은 상하 방향 중 불리한 쪽으로 작용하는 것으로 한다.
- ④ 지진에 의한 동수압
 - a. 지진력이 작용할 경우에 발생하는 수평방향 동수압은 댐을 강체로 가정한 Westergaard의 공식에 의하여 계산하며, 동수압은 댐의 연직면에 관성력 방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.
 - b. 수문 등 강재구조물에서도 댐체와 같이 동수압이 작용하는 것으로 한다.

- c. 수직방향 동수압은 댐체에 작용하는 물 무게에 수직 설계진도를 곱한 값으로 하여 물 무게 중심에서 관성력 방향으로 작용하는 것으로 한다.
- d. 댐축 방향의 지진력이 작용할 때 월류부 교각(pier)의 상류측은 교각 좌·우 측면에 동수압을 모두 관성력 방향으로 작용하는 것으로 한다.
- e. 동수압 계산시 적용하는 수심은 상시만수위에서 퇴사부의 저면의 기초지반의 지반고까지로 하여 퇴사부위에서도 지진에 의한 동수압이 작용하는 것으로 하되, 퇴사압에 대한 지진의 영향은 고려하지 않는다.

- 동역학적 검토

(1) 동적 검토법의 필요성

- ① 댐의 정적 설계 방법은 주로 경험을 토대로 하여 타당성이 입증되고 있으나, 본질적으로 지진시 댐의 거동을 정확히 해석할 수 없으며 지반운동과 댐체와의 거동특성이 분명하지 않다.
- ② 반면, 동적 응답 해석법은 높은 댐의 안정성이나 기초암반의 거동특성을 가장 과학적으로 해석할 수 있는 방법이라 할 수 있다.
- ③ 동적 해석법은 아직 연구 중인 기법으로 댐의 내진성능을 충분히 정량적으로 판단하기는 어렵지만 100m 이상의 높은 댐과 특수한 구조의 댐에서 현행 설계법의 보조적 수단으로 사용될 수 있다.

(2) 지진해석 방법과 절차의 일반

- ① 댐 저면에 발생하는 최대압축응력을 분석하여 지지력에 대한 안전성을 평가할 수 있다. 또한 지반의 허용지지력의 1.3배 또는 콘크리트 동적 압축강도와 비교하여 댐체에 발생하는 압축응력에 대한 안전성을 평가할 수 있다.
- ② 콘크리트의 동적 탄성계수는 정적 탄성계수에 15%를 할증하여 적용하며, 동적 포아슨비는 정적 포아슨비의 0.7배와 같다. 또한, 콘크리트의 동적 전단탄성계수는 동적 포아슨비와 동적 탄성계수와의 관계식으로 구하며, 감쇠비는 5%를 적용한다. 댐의 지반은 보통암 이상이므로 지진시 변형이 극히 작아 정적인 상태와 동적인 상태에서의 물성치 차이가 거의 없다.
- ③ 콘크리트 동적 전단강도는 정적 전단강도의 1.0배를 적용한다. 정적

인장강도는 정적 쪼갬 인장강도를 채택하며, 동적 인장강도는 정적 인장강도의 1.5배를 적용한다. 동적 압축강도는 정적 압축강도의 1.15배를 적용한다.

- ④ 지반을 통한 지진파의 방사조건을 반영하며, 지반매질의 변형도의존 특성을 고려한다.
- ⑤ 여수로 및 부대시설물의 응답은 선형 및 비선형 거동특성을 고려할 수 있는 해석법을 사용하여 해석하고, 입력지반운동에는 댐의 지진응답 영향을 고려한다.

5) 소 결

댐 설계기준(2011)의 제12장 내진설계편에는 댐 부속시설에 대한 정의와 내진성능을 확보하기 위해서 필요한 기준을 규정하고 있다.

설계진도 산정시 지진구역 II에 위치한 다목적 댐 및 동역학적 검토가 필요한 100m 이상의 높이를 가진 댐은 지진구역 I의 구역계수를 채택하도록 하였으며, 최소 0.1g 이상을 취하도록 규정하고 있다. 또한 기초지반 분류에 따른 지반계수의 정의가 포함되어 있다.

여수로 및 부대시설물에 대해서는 내진설계가 이루어져야 하며, 권양기 및 현장조작반은 강체 거동하는 것으로 가정하여 기초앵커의 응력을 검토하고, 관리교는 낙교의 가능성에 대해 검토하도록 규정하고 있다.

댐 내진설계 방법은 정역학적 방법으로 해석하는 진도법을 기본으로 하고 있다. 이 방법은 간편하고 안정적인 해석결과를 얻을 수 있는 장점이 있으나 댐의 동적 특성을 고려하지 않고 지반과 구조물의 상호작용 관계인 설계진도와 최대 응답 가속도의 관계가 명백하지 않다. 이에 선진국에서는 지진파에 의한 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법이 많이 개발되어 설계에 적용하고 있으나, 우리 나라의 경우 빈약한 지진 해석자료 및 연구 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 설계기준으로 동적 해석방법을 댐의 내진설계기준에 규정하기에는 무리가 따른다.

따라서 종래의 정역학적 설계 방법인 진도법을 내진설계의 기본으로 규정하고, 추가로 진도법으로 설계된 댐체 단면에 대한 상세검토가 필요한 경우(댐 높이가 매우 높은 경우 등)에는 동역학적 해석 방법에 의한 검토를 수행하도록 하였다.

나) 농업생산기반정비사업계획설계기준 - 댐편(2002)

농림부에서 2002년에 개정된 「농업생산기반정비사업계획설계기준 - 댐편」의 4.9.5절에서는 ‘댐 및 부속시설의 내진성 확보를 위해 필요한 최소 요구조건을 만족하도록 신설되는 높이 15 m 이상인 총저수량 50만 m³ 이상의 댐 및 부속시설에 대하여 내진설계를 적용한다.’라고 댐의 내진설계기준을 제시하고 있다.

1) 내진설계 방법

지진시에는 댐 및 기초의 직접 파괴 이외에 저수지 주변 또는 물넘이 사면의 활동이나 저수의 진동에 의한 간접 피해도 발생할 수 있기 때문에 이에 충분히 검토해야 한다.

- 기본 개념

댐에 상당한 변형과 부분적 손상이 발생하는 것은 허용할 수 있으나 지진시 또는 지진 경과 후에도 댐의 저수기능은 유지되어야 하며 통제 불가능한 저수량의 유출상태는 있어서는 안된다. 어느 경우에도 댐이 붕괴되지 않도록 댐체의 활동이나 전도를 방지하기 위한 충분한 안전율을 확보하여야 하며, 댐의 정상수명기간 내에 설계 지진력이 발생할 가능성은 희박한 것으로 본다.

- 설계 방법

내진설계방법은 지진력을 지진계수에 의한 하중의 관성력과 동수압으로 대체하고 정역학적인 방법으로 해석하는 진도법과 지진파에 의한 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법이 있다.

댐 내진설계 방법은 정역학적 방법으로 해석하는 진도법을 기본으로 하고 있는데, 이미 경험적으로 안정적인 방법임이 입증되고 있다. 이 방법은 간편하고 안정적인 해석결과를 얻을 수 있는 장점이 있으나 댐의 동적 특성을 고려하지 않고 지반과 구조물의 상호작용 관계인 설계진도와 최대 응답가속도의 관계가 명백하지 않다.

선진국에서는 지진파에 의한 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는

동역학적 안정해석 방법이 많이 개발되어 설계에 적용하고 있다. 이 방법도 댐 설계에 적용할 때는 다음의 문제점이 있어 적용에 신중해야 한다.

- ① 설계 지진파형의 설정
- ② 댐 축조재료의 동적인 응력 왜곡 특성
- ③ 해석방법으로서의 3차원적 응답이나 지하 소산 규정
- ④ 파괴규준 및 파괴현상의 모의 등

특히, 우리 나라의 경우 빈약한 지진 해석자료 및 연구 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 설계기준으로 동적 해석방법을 댐의 내진설계기준에 규정하기에는 무리가 따른다.

2) 설계 지반운동 및 설계진도

- 설계지반운동

설계지반운동은 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다. 설계지반운동은 수평 2축 방향성분으로 정의되며 세기와 특성은 동일한 것으로 가정하고, 지진에 의한 수직방향의 영향이 댐 안정에 영향을 주게 되는 경우는 이 방향의 지진력을 고려하여야 하며 크기는 수평방향 지반운동의 1/2로 본다. 또한, 댐의 내진설계 시에는 댐 상류의 저수지 수위 및 수위의 변화상태에 따라 댐 안전에 가장 불리한 방향으로 가진되는 경우를 산정하고 안정해석을 해야 한다.

- 설계진도

우리나라의 지진구역을 (표 2.1)과 같이 설정한다. 각 지진구역에서의 평균 재현주기 500년의 지진 지반운동에 해당하는 지진구역계수는 구역 I에서는 0.11, 구역 II에서는 0.07이다. 평균 재현주기별 최대 유효지반가속도의 증력가속도에 대한 비를 의미하는 위험도 계수는 평균 재현주기 500년일 때 1.0이며, 1,000년일 때는 1.4이다.

필댐 설계시 적용되는 설계진도는 지진 구역계수에 내진 등급별 설계지진의 평균 재현주기에 따른 위험도 계수, 지반계수 및 댐 형식별 할증계수를

공한 값에 증력가속도를 곱하여 구한다. 단, 지반계수와 댐 형식별 할증계수는 정역학적 설계방법인 진도법에 의한 경우에만 적용한다. 그러나 위의 방법으로 산출된 설계진도가 0.2 g 이상이어서 우리 나라보다 지진규모나 발생빈도가 훨씬 높은 나라에서 적용하는 진도보다 과다하다고 판단되는 경우 설계자는 적용 설계진도를 0.2 g 이하로 조정할 수 있다.

- 내진등급과 설계지진 수준

댐 내진등급은 (표 3.1.2-6)와 같이 댐의 중요도에 따라 내진 I 등급 및 내진특등급의 두가지 등급으로 분류한다.

(표 3.1.2-6) 댐의 내진등급과 설계지진

| 내진등급 | 내 용 | 설계지진의 평균 재현주기 |
|--------------|---|------------------|
| 내진특등급 댐 | <ul style="list-style-type: none"> · 사회, 안보, 경제적인 측면에서 특별한 댐으로 발주처가 지정하는 댐 · 법에 의하여 다목적 댐으로 분류한 댐 · 총저수량 2000만 m³ 이상인 댐 | 1,000년 |
| 내진 I 등급 댐 | 높이 15m 이상이고 총저수량 50만 m ³ 이상인 댐 | 500년 |

- 지진하중

지진시 댐에 발생하는 응력과 변형을 평가할 때에는 댐에 작용하는 사하중에 설계진도를 곱한 지진 관성력을 고려하여야 하며, 이 관성력의 작용방향은 댐의 안정성에 불리한 방향으로 작용하는 것으로 해석하여야 한다. 이는 유체의 동압력의 영향뿐만 아니라 수면과의 영향이 고려되어야 한다.

3) 필댐의 내진설계

필댐의 내진설계상 주의사항 및 설계거동 한계를 정의하고 있으나, 부속 시설에 대한 사항은 규정되어 있지 않다.

4) 정역학적 설계기준

설계에 적용하는 지진력은 작용 정하중에 대한 지진 관성력만 고려하고 동수압은 영향이 미미하므로 제외한다. 지진에 의한 파랑고는 필요한 경우에만 따로 고려한다.

- 지진력

진도법에 의한 정역학적 설계에서 필댐에 작용하는 지진력은 활동면 상의 체체 무게에 설계 진도를 곱한 지진 관성력이며, 이 힘의 작용점은 활동면의 중심이며 작용방향은 수평방향으로 하되 안정에 불리한 쪽으로 정한다.

활동면에 연직으로 작용하는 동수압은 아주 작으므로 무시하며, 활동면에 연직으로 작용하는 지진 관성력은 수평지진 관성력의 1/2로 계산할 수 있으나 수평지진 관성력을 적용하는 경우가 가장 불리하므로 실제로는 적용하지 않는다.

5) 동적 설계

최근에 건설되는 필댐은 해석법의 발전과 시공장비의 발달 등에 따라 점차 대형화되고 있는 추세이다. 과거 경험적인 방법인 진도법은 보수적으로 채택되어 왔으나, 적정지진 규모와 경제적인 조건이 충분히 고려되지 못했기 때문에 보다 과학적이고 이론적인 동적해석 기법의 적용이 필요하다.

이러한 동적인 방법은 축재 재료의 비선형 거동특성을 고려한 비선형 모델링 방법을 사용하거나 타당성이 입증된 단순화된 방법으로 해석해야 한다.

부속 구조물의 응답은 비선형 거동특성을 고려할 수 있는 해석법에 의해서 해석하고 일반 구조물의 지진응답 해석법을 준용한다.

동적해석에서 일반적으로 선형적 방법을 응력해석에 이용하고 있으나 면밀한 검토를 위하여 단계적 해석이 사용되어야 하며, 흙의 소성적 성질과 동적 간극수압을 고려하며, 주로 유한차분법이나 유한요소법을 사용하여 해석한다.

6) 소 결

설계기준 - 필댐편(2002)의 4.9.5절에서는 높이 15m 및 총저수량 50만 m³ 이상 규모로 신설되는 필댐 및 부속시설에 대하여 내진성능을 확보하는데 필요한 최소 요구조건을 만족하도록 내진설계를 수행하라고 기술되어 있으나, 본문에는 필댐 규모에 따라 내진설계 방법 및 설계진도 등을 산정하는 기준은 제시되어 있지만 부속시설(즉, 취수탑, 취수터널, 여·방수로 옹벽, 연락교량 등)에 대한 명확한 기준은 제시되어 있지 않은 실정이다. 본문 중 4.11절 취수시설의 구조설계 기준에서는 취수탑의 수리 및 구조설계시 지진에 대한 안전도를 검토하도록 기술하고 있으나 상세 기준은 제시되어 있지 않다.

댐 내진설계 방법은 정역학적 방법으로 해석하는 진도법을 기본으로 하고 있다. 이 방법은 간편하고 안정적인 해석결과를 얻을 수 있는 장점이 있으나 댐의 동적 특성을 고려하지 않고 지반과 구조물의 상호작용 관계인 설계진도와 최대 응답 가속도의 관계가 명백하지 않다. 이에 선진국에서는 지진파에 의한 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법이 많이 개발되어 설계에 적용하고 있으나, 우리 나라의 경우 빈약한 지진 해석자료 및 연구 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 설계기준으로 동적 해석방법을 댐의 내진설계기준에 규정하기에는 무리가 따른다.

하지만 최근 10년간 내진설계 관련기술의 급속한 발달로 동적 해석방법도 크게 발달하여, 교량 등의 설계기준에서는 이미 동적 해석법을 채택하고 있다.

다) 상수도시설기준(2010)

환경부에서 2010년에 개정된 「상수도시설기준」에서는 ‘제10장 내진설계’편을 신설하여 상수도시설의 내진성능을 확보에 필요한 최소 설계요건을 규정하여 지진발생 시에도 상수도시설의 급수기능을 최대한 확보하고, 시설의

지진피해가 중대한 2차 재해를 발생시킬 가능성을 최소화 할 수 있도록 도모하였다.

본 절에서는 내진설계 공통사항 및 취수시설 중 저수지 부속시설물과 관련된 내용에 대해서만 발췌하였다.

1) 적용범위

- (1) 이 기준은 상수도시설기준에 의해 상수도시설을 신설하는 경우의 내진설계에 적용된다. 상수도시설물 중 주요 구조물로서 지진에 따른 시설물 손괴 시 응급복구가 불가능하여 장기간 급수 중단을 초래할 수 있는 시설에 대해 우선 적용한다.
- (2) 기존시설의 정비와 내진성능 개선은 이 시설기준의 개념 및 원칙을 준수하는 범위 내에서 적절한 보안을 거쳐 별도의 시설기준을 작성하여 설계에 적용할 수 있다.
- (3) 이 시설기준에 규정되어 있지 않은 사항에 대해서는 환경부 및 국토해양부에서 제정한 관련 설계기준과 설계지침 등에 따른다.
이때, 관련 설계기준과 지침 예는 다음과 같다.

- ① 콘크리트구조설계기준(건설교통부)
- ② 도로교설계기준(한국도로교통협회)
- ③ 수도시설내진공법 지침·해설(일본수도협회)
- ④ 공동구 설계지침(일본도로협회)
- ⑤ 댐설계기준(한국수자원학회)
- ⑥ 터널설계기준(한국터널공학회)
- ⑦ 구조물기초설계기준(한국지반공학회)

2) 내진설계 일반

- 내진설계의 기본방침

- (1) 본 기준의 목적은 상수도시설의 내진성능 기준의 목적을 달성하기 위한 최소 요건을 규정하는데 있으며, 본 기준을 따르지 않더라도

상수도시설의 내진성능기준을 충족시킬 수 있는 창의력이 발휘된 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

- (2) 지진시 시설물이 보유해야 할 성능수준은 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 구분할 수 있으나, 이 시설기준에서는 **붕괴방지수준**에 대한 설계만을 고려한다.
- (3) 상수도시스템을 구성하는 개개 시설의 중요도, 지진에 의한 시설의 손상으로 초래 될 수 있는 영향 범위를 고려하여 내진등급을 분류한다.
- (4) 시설물의 중요도와 성능목표를 고려하여 설계지진의 수준을 정하여야 하며, 설계지반운동은 지진운동의 불확실성과 부지고유특성이 잘 반영 될 수 있어야 한다.
- (5) 지진에 의한 영향을 관련 시설기준에 근거하여 설계에 반영하여야 한다.
- (6) 지진시 토압은 지상구조물, 송·배수관로, 압거, 공동구 등의 횡단면 설계와 안정계산, 배수탑, 저수탑 및 옹벽 등 부속구조물의 안정계산에 적용한다.
- (7) 물에 접하는 구조물은 지진시 동수압과 수면동요의 영향을 필요에 따라 고려해야 한다.

- 시설물의 분류와 내진등급

- (1) 상수도시설은 취수시설(취수댐, 취수탑, 취수문, 취수관거, 집수관거, 침사지 등), 도수 및 송·배수시설(관로, 가압장, 배수지, 배수탑, 조절지, 수관교, 수로터널, 수로터널 입·출구부 등), 정수 및 배출수처리 시설(착수정, 응집지, 침전지, 여과지, 정수지, 고도정수처리 시설(오존, 입상활성탄 여과지), 설비를 수용하고 있는 건물 등), 기계 및 전기설비, 기타 취수시설 내지 정수/배출수처리 시설의 기능상 필요한 부속구조물로 분류된다.
- (2) 상수도시설물의 내진등급은 내진 I등급과 내진 II등급으로 분류한다.

- ① 개개의 시설을 그 기능의 중요도와 지진에 의한 손상으로 초래될 수 있는 영향범위를 고려하여 내진 I 등급과 내진 II 등급으로 분류한다. 내진등급별 시설의 분류는 (표 3.1.2-7)과 같다.

(표 3.1.2-7) 내진등급별 시설분류

| 내진등급 | 상수도시설 | 비 고 |
|----------|--|-----|
| 내진 I 등급 | 대체시설이 없는 송·배수 간선시설, 중요시설과 연결된 급수공급관로, 복구 난이도가 높은 환경에 놓이는 시설, 지진재해시 긴급대처 거점시설, 중대한 2차 재해를 유발시킬 가능성이 있는 시설 등 | |
| 내진 II 등급 | 내진 I 등급 이외의 시설 | |

② 상수도시설 중 상류에 위치하는 시설, 도수관로, 송·배수 간선시설로서 대체시설이 없는 경우, 중요시설과 연결된 급수관로, 복구 난이도가 높은 환경에 놓이는 시설, 지진재해시 긴급 대책 수립 거점시설, 중대한 2차 재해를 유발시킬 가능성이 있는 시설 등의 중요도가 높은 시설은 내진 I 등급으로 분류하고 그 외는 내진 II 등급으로 하는 것을 원칙으로 한다.

③ 세부 내진등급 분류는 「상수도시설 내진설계기준 마련을 위한 연구」(1999, 환경부)의 별첨1을 참고로 하되 수도사업자가 시설 및 기능의 중요도를 감안하여 조정할 수 있다.

- 설계거동한계 및 등급별 내진설계 목표

- (1) 설계거동한계는 설계지진시 구조부재의 과도한 소성변형, 지반의 액상화, 지반 및 기초의 파괴 등의 원인으로 부분적인 급수기능 유지가 불가능하게 되지 않아야 하고, 쉽게 조기 복구가 가능하여야 한다.
- (2) 상수도시설물의 내진성능 목표에 따른 설계지진강도는 붕괴방지수준에서 시설물의 내진등급이 I 등급인 경우에는 재현주기 1000년, II 등급인 경우에는 500년에 해당되는 지진지반운동으로 한다.

- 설계지반운동 수준 및 표현 방법

- (1) 설계지반운동은 지상구조물의 경우, 지표면에서의 자유장운동으로, 지중구조물의 경우는 기반암에서의 자유장 운동으로 정의된다.
 - ① 설계지반운동은 지상구조물의 경우, 부지정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장운동으로, 지중구조물의 경우는 기반암에서의 자

유장운동으로 정의된다.

- ② 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
 - ③ 기본적인 지진재해도는 암반지반을 기준으로 평가한다.
 - ④ 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 성분 및 지속시간의 세가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.
 - ⑤ 설계지반운동은 수평 2축 방향과 수직방향 성분으로 정의된다.
 - ⑥ 설계지반운동의 수직방향 성분의 세기는 수평방향 성분의 1/2로 가정할 수 있고, 주파수 성분과 지속시간은 수평방향 성분과 동일하다고 가정할 수 있다.
- (2) 설계지반운동수준은 지진재해도 해석결과에 근거한 구역계수, 평균재현주기별 최대유효지반가속도비를 나타내는 위험도계수, 기초지반의 영향을 고려한 지반분류에 의한 지반계수를 산정하고, 이로부터 설계지반운동수준을 결정한다.

① 설계지반운동 수준

- a. 설계지반운동 수준은 다음과 같이 분류한다.
 - 평균재현주기 500년 지진 지반운동(50년내 초과확률 10%)
 - 평균재현주기 1,000년 지진 지반운동(100년내 초과확률 10%)
- b. 지진재해도 해석결과에 근거하여 (표 3.1.2-1)에 기술된 바와 같이 남한을 두 개의 지진구역으로 설정한다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진 지반운동에 해당하는 구역계수는 (표 3.1.2-2)에 수록된 바와 같이 지진구역 I에서는 0.11, 지진구역 II에서는 0.07이다.
- c. 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수(I)는 (표 3.1.2-8)와 같다.
- d. 상수도시설의 각 구조물 및 관로가 위치할 부지에 대한 지표면 지진 지반운동의 가속도계수(A)는 내진등급별 설계지진의 평균재현주기에 해당되는 위험도계수를 지진구역에 따른 지진계수(C_a)에 곱하여 계산한다.
- e. 기반암 위치에서 지진 지반운동의 가속도계수는 평균재현주기에 해당되는 위험도계수에 지진구역 I에서는 0.09, 지진구역 II에서는 0.05를 곱하여 구한다.
- f. 기반암의 정의는 전단파속도가 760m/s~1,500m/s를 초과하는

지반을 말한다. 기반암의 위치를 판단하기가 어려운 경우는 전문가의 자문을 받아 결정해야 한다.

(표 3.1.2-8) 위험도계수

| | | |
|---------|------|--------|
| 재현주기(년) | 500년 | 1,000년 |
| 위험도계수 | 1.0 | 1.4 |

② 지반의 분류

- a. 국지적인 토질조건 및 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반 운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 (표 3.1.2-9)에서와 같이 S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F의 6종으로 분류한다.
- b. 지반종류 S_F는 부지고유의 특성 평가가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반을 일컫는다.
 - 액상화가 일어날 수 있는 흙, 키클레이와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
 - 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반
 - 매우 높은 소성을 갖는 점토지반
 - 층이 매우 두꺼우며, 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

(표 3.1.2-9) 지반의 분류

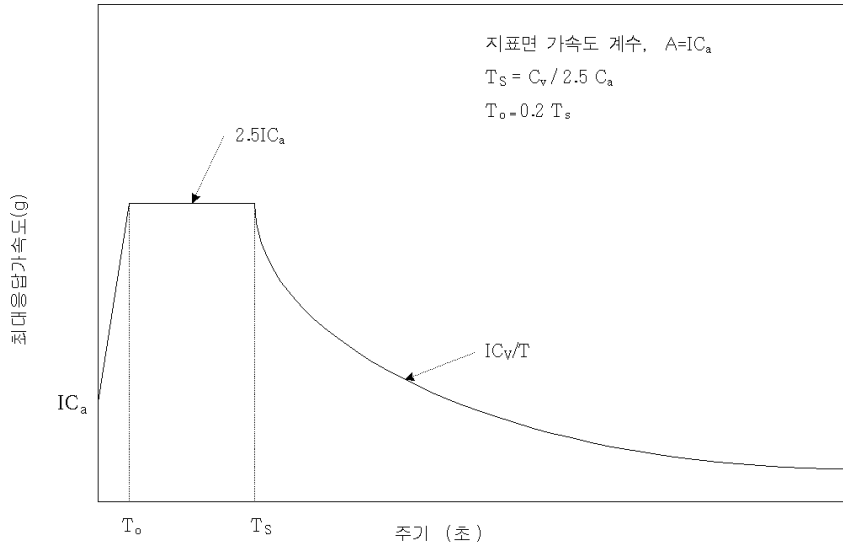
| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값 ¹⁾ | | |
|----------------|------------------------|-------------------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| | | 전단파속도 ²⁾ (m/s) | 표준관입시험 ²⁾ N | 비배수 전단강도 \bar{S}_u (kPa) |
| S _A | 경암지반 | 1,500 이상 | - | - |
| S _B | 보통암지반 | 760에서 1,500 | - | |
| S _C | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 360에서 760 | > 50 | > 100 |
| S _D | 단단한 토사지반 | 180에서 360 | 15~50 | 50~100 |
| S _E | 연약한 토사지반 | 180 미만 | | |
| S _F | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

주 : 1) 상부 30m 이내에 기반암층이 있는 경우는 30m 이내의 기반암을 포함한 평균지반특성을 고려한다.
 2) 전단파속도 또는 표준관입시험치는 현장시험 결과치를 이용하는 것을 원칙으로 한다. 또한 전단파속도와 표준관입시험치를 모두 측정할 경우는 전단파속도에 의해 분류한다.

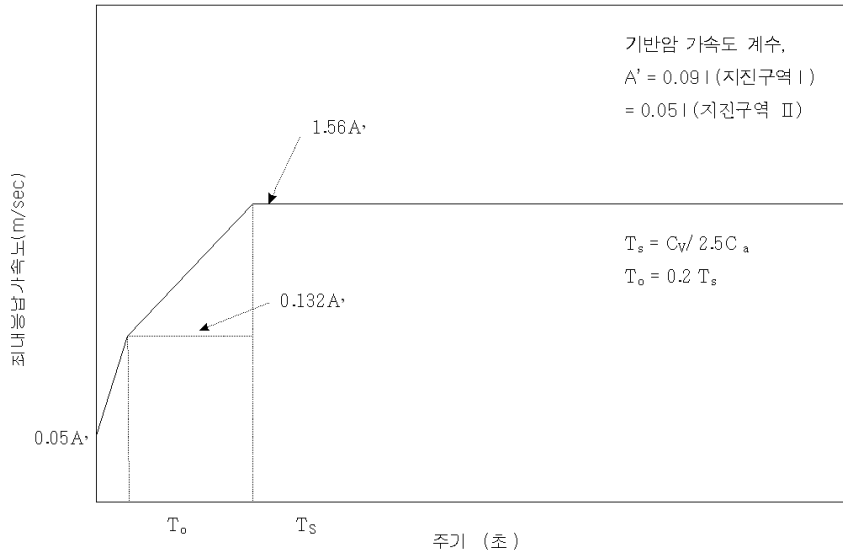
- (3) 설계지반운동의 특성은 표준설계응답스펙트럼으로 표현한다.
- ① 설계지반운동의 특성은 <그림 2.1>과 같은 표준설계응답스펙트럼으로 표현하며 지상구조물의 설계기준으로 가속도응답스펙트럼(<그림 2.1>의 (a))을 지중구조물은 속도응답스펙트럼(<그림 2.1>의 (b))을 적용한다.
 - ② 5% 감쇠비에 대한 표준설계응답스펙트럼이 <그림 2.1>에 정의되어 있다. 5% 이외의 감쇠비에 대해서는 (표 3.1.2-10)의 감쇠보정계수를 곱하여 사용한다.
 - ③ <그림 2.1>에서 표준설계응답스펙트럼의 결정을 위해 요구되는 지진계수 C_a 와 C_v 의 값은 지반종류의 $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$ 에 대하여 지진구역별로 (표 3.1.2-11)와 (표 3.1.2-12)에 각각 주어져 있다. 지반종류 S_F 로 분류되는 경우에는 부지고유의 지반특성 평가가 요구되는 지반이므로 이 경우에는 지진재해도 평가 경험이 있는 지반, 지질 및 지진 전문가에 의해 C_a, C_v 를 구하는 절차를 따라야 한다.
 - ④ 지반운동의 공간적 변화 특성 고려 방법
 - a. 구조물의 모든 위치에서 똑같은 지반운동으로 가진되는 것이 불합리하다고 판단되는 구조물에 대해서는 지반운동의 공간적 변화를 고려할 수 있는 모델을 사용해야 한다.
 - b. 지반운동의 공간적 변화에 관한 구체적인 내용은 필요한 경우에는 관련기술기준에 따른다.
 - ⑤ 가속도 시간이력
 - a. 지반가속도의 시간이력으로 지반운동이 표현될 수 있다.
 - b. 공간적인 모델이 필요할 때 지반운동은 동시에 작용하는 3개의 가속도 성분으로 구성되어야 한다.
 - c. 가속도 시간이력으로 후술되는 ⑥항에서 기술하는 인공가속도 시간이력이 사용될 수 있다.
 - ⑥ 인공지진 가속도 시간이력
 - a. 인공가속도 시간이력은 설계응답스펙트럼과 잘 부합되도록 생성되어야 한다.
 - b. 지반운동의 장주기 성분이 구조물의 거동에 미치는 영향이 중요하다고 판단될 경우에는 지진원의 발진기구 특성과 국지적

인 영향을 고려하여 시간이력을 생성하여야 한다.

- c. 인공가속도 시간이력의 지속시간은 지진의 규모와 발진기구 특성, 전파경로 및 부지의 국지적인 조건이 미치는 영향을 고려하여 합리적으로 결정되어야 한다.



(a) 지표면 설계가속도 응답스펙트럼



(b) 기반암 설계속도 응답스펙트럼

<그림 3.1.2-1> 표준설계 응답스펙트럼 (5% 감쇠비)

(표 3.1.2-10) 감쇠보정계수

| | | | | | | | | |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 감쇠비(%) | 0.5 | 1 | 2 | 3 | 5 | 7 | 10 | 20 |
| 감쇠보정계수 | 1.88 | 1.62 | 1.35 | 1.20 | 1.00 | 0.87 | 0.73 | 0.46 |

주 : 1) 위에 표시되지 않은 감쇠비에 대한 감쇠보정계수는 선형 보간하여 사용한다.
 2) 주기 T_0 이후의 구간에 대하여 적용하고, T=0에서 T_0 구간은 선형 보간한다.

(표 3.1.2-11) 지진계수 C_a

| 지반종류 | 지진구역 | |
|----------------|------|------|
| | I | II |
| S _A | 0.09 | 0.05 |
| S _B | 0.11 | 0.07 |
| S _C | 0.13 | 0.08 |
| S _D | 0.16 | 0.11 |
| S _E | 0.22 | 0.17 |

(표 3.1.2-12) 지진계수 C_v

| 지반종류 | 지진구역 | |
|----------------|------|------|
| | I | II |
| S _A | 0.09 | 0.05 |
| S _B | 0.11 | 0.07 |
| S _C | 0.18 | 0.11 |
| S _D | 0.23 | 0.16 |
| S _E | 0.37 | 0.23 |

3) 지진해석 및 내진설계 방법

- 하중

내진설계에서는 상시상태에서 고려되는 하중 외에 지진으로 인한 하중이 추가적으로 고려되어야 한다.

- (1) 지진시의 지반 변위 또는 변형
- (2) 구조물의 자중과 적재하중 등으로 유발된 관성력
- (3) 지진시 토압
- (4) 지진시 동수압
- (5) 수면동요
- (6) 지진시 지반의 액상화
- (7) 지질이나 지형이 급변하는 지반의 지진시 이완 또는 붕괴

- 기본적인 지진해석 및 설계 방법

상수도시설물의 지진해석 및 내진설계는 다음의 각 호에 해당되는 시설 및 설비에 대해 시행하되, 시설물별로 합리적인 지진해석 및 설계방법이 적용되어야 한다.

- (1) 각호에 해당되는 시설 및 설비
 - ① 기초
 - ② 흙구조물 및 옹벽
 - ③ 상수도 전용댐
 - ④ 매설관로 및 수로터널
 - ⑤ 암거, 공동구 및 수직갱
 - ⑥ 상수도 관로 전용 교량
 - ⑦ 대용량 저수조
 - ⑧ 취수탑 및 지상수조
 - ⑨ 펌프장
 - ⑩ 건축물
 - ⑪ 기계 및 전기설비
- (2) 지진해석 및 설계방법은 기본적으로 다음에 따라야 한다.
 - ① 지반을 통한 파의 방사조건이 적절히 반영된 수평 2축 방향 성분

과 수직방향 성분이 고려되어야 한다.

- ② 지진해석에 필요한 지반정수는 동적 하중조건에 적합한 값들이 선정되어야 하며, 특히 지반의 변형계수와 감쇠비는 발생 변형율 크기에 알맞게 선택되어야 한다.
- ③ 유체-구조물-지반의 상호작용 해석시 구조물의 유연성과 지반의 변형성을 고려해야 한다. 단, 유체-구조물 상호작용이 경미할 경우에는 구조물을 강체로 가정하여 유도한 단순 유체모델을 사용할 수 있다.
- ④ 대상으로 하는 구조물 또는 배관의 구조적 특성과 지반조건에 따라 등가정적해석법, 응답변위법, 응답스펙트럼법, 동적해석법(시간영역해석, 주파수영역해석) 중 시설물별 관련기준에 적합한 방법을 사용한다.
 - a. 매설관로와 공동구 구조물과 같이 지중구조물로 그 내공부를 포함한 단위체적중량이 주변지반의 단위체적중량과 비교하여 가벼운 경우에는 주변지반에 발생하는 변위 변형 등에 구조물의 지진시 거동이 좌우되므로 응답변위법을 적용하는 것이 적절하다.
 - b. 지상구조물, 반지중구조물 중 상부가 개방된 구조물과 지중구조물이라 할지라도 구조물의 단위체적중량이 주변지반에 비해 매우 크고 횡방향 변위가 전혀 허락되지 않는 구조물의 경우에는 등가정적해석법을 적용하는 것이 적절하다.
 - c. 동적해석법은 상세한 검토를 필요로 하는 경우나 구조조건, 지반조건이 복잡한 경우, 지반과 구조물의 상호작용을 고려하는 경우에 적용하는 것이 적절하다.
 - d. 매설관로, 수로터널, 지하공동구와 같이 종방향으로 길게 설치되는 선상구조물의 경우, 내진해석은 2차원 횡단면 해석을 원칙으로 하나, 지반상태가 급격히 변화하는 구간 통과 등의 경우에는 종방향에 대한 내진해석을 추가로 수행해야 한다.
- ⑤ 붕괴방지수준을 고려하기 때문에 지진응답은 비선형 거동특성을 고려할 수 있는 해석법에 의해서 해석하는 것을 기본으로한다. 이 경우 보수성이 입증된 단순해석법 및 설계법이 사용될 수 있다.
- ⑥ 액상화 가능성 판단은 설계지진 가속도에 의해 지반에 발생하는 반복 전단응력과 액상화에 대한 지반의 강도를 기준으로 이루어

져야 한다.

- (3) 상수도시설물 중 국내 관련 설계기준 및 지침에 반영되어 있지 않는 시설물에 대한 해석과 설계는 「상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구」(환경부, 1999)에 기술된 해석 및 설계방법의 적용도 가능하다.

4) 소 결

상수도시설기준(2010)의 제10장 내진설계편에는 상수도시설의 내진성능을 확보하기 위해서 필요한 최소 기준을 규정하고 있다.

이 시설기준은 「상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구」(환경부, 1999) 보고서를 따르고 있으며, 성능수준은 붕괴방지수준에 대해서만 만족하도록 규정하고 있다. 또한 내진등급을 내진 I 등급(재현주기 1,000년)과 내진 II 등급(재현주기 500년)으로 분류하고 있다.

설계지반운동의 특성은 표준설계응답스펙트럼(지상구조물은 가속도응답스펙트럼, 지중구조물은 속도응답스펙트럼)으로 감쇠비를 고려하여 표현하며, 지반종류에 따라 지진계수 C_a , C_v 를 제시하였으며, 인공지진 가속도 시간이력 생성시 주요사항을 제시하였다.

지진해석 및 설계방법에 대한 기본적인 사항을 기술하였다. 이때, 대상으로 하는 구조물 또는 배관의 구조적 특성과 지반조건에 따라 등가정적해석법, 응답변위법, 응답스펙트럼법, 동적해석법 중 시설물별 관련기준에 적합한 방법을 따르도록 기술하고 있다.

라) 상수도시설 내진 설계기준(2000)

한국수자원공사에서 2000년에 시행한 「상수도시설 내진 설계기준」은 상수도시설의 내진설계에 관한 기준을 제시하고 있다.

1) 적용기준

- 적용범위

수자원공사에서 시행하는 광역상수도 시설 중 주요 수구조물로서 지진에 따른 시설물 손괴시 응급복구가 불가능하여 장기간 급수중단을 초래할 수 있는 시설에 대해 적용하며 그 대상은 다음과 같다.

(1) 취수시설

취수댐, 취수탑, 취수문, 취수관거, 집수관거, 침사지

(2) 도수 및 송·배수시설

관로, 가압장, 배수지, 배수탑, 조절지, 수관교, 수로터널 입·출구부

(3) 정수 및 배출수처리

착수정, 응집지, 침전지, 여과지, 정수지, 고도정수처리시설(오존, 입상활성탄 여과지), 설비를 수용하고 있는 건물 등

(4) 기타 상기 1)항 내지 3)항 구조물의 기능상 필요한 부속구조물

- 적용방법

(1) 건축물

건축물은 건축법 제38조 제2항, 건축법 시행령 제32조, 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙 제14조를 적용 또는 준용한다.

(2) 지중구조물

지중구조물은 도로교 표준시방서(설계편, 1996, 건설교통부)의 제V내진 설계편의 Mononobe - Okabe 공식을 적용한다.

① Mononobe-Okabe식에 적용될 수평지진계수는 다음과 같다.

$$K_h = 2.5 C_a \cdot I$$

㉔ 지진계수(C_a)의 결정은 '라'항에 따른다.

㉕ 위험도계수(I)의 결정은 '마'항에 따른다.

② 수직지진계수(K_v)는 특별한 경우를 제외하고는 무시하는 것을 원칙으로 한다.

(3) 관 로

관로공사 설계기준 제4항 「관두께 결정」 항에 따른다.

- 동수압

물에 접하는 구조물은 지진시 동수압을 고려해야 하며, 동수압 크기의 계산은 다음에 의한다.

(1) 내부동수압

① 취수탑

a. 원통형

$$P(z_1) = A_h \cdot r_o \cdot \pi a_1^2 \cdot I\left(\frac{z_1}{h_1}\right)$$

여기서, $P(z_1)$: z_1 높이에 작용하는 취수탑 내부동수압력(tf/m)

A_h : 설계 수평가속도계수($A_h = C_a \cdot I$)

r_o : 물의 단위체적중량(tf/m³)

a_1 : 취수탑 내부반경(m)

h_1 : 취수탑 내부수심(m)

z_1 : 취수탑 내부저면으로부터 임의 상부지점까지 높이(m)

I : 제1종 변형 Bessel 함수

$$I \cdot \left(\frac{z_1}{h_1}\right) = \sum_{i=0}^5 \frac{(-1)^i}{\lambda_i} \cdot I^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right) \cdot \cos\left(\lambda_i \frac{z}{h}\right)$$

※ $I\left(\frac{z_1}{h_1}\right)$ 는 2.4.2절의 제1종 변형 Bessel 함수표를 적용하며 표시되지 않는 경우는 선형보간하여 사용한다.

b. 직사각형

πa_1^2 대신에 직사각형 내부단면적으로 치환하여 적용한다.

② 수 조

a. 원통형

동수압 계산은 취수탑의 경우에 따른다.

b. 직사각형

$$P(z) = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot r_o \cdot A_h \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

여기서, z : 수면을 원점으로 한 깊이방향의 좌표(m)

h : 수조의 수심(m)

β : 지진가속도 방향의 수로폭(B)과 수심(h)의 비에 따른 보정계수. 단, B/h가 표시되지 않는 경우는 선형보간하여 사용한다.

| B/h | β |
|----------|---------|
| 0.5 | 0.397 |
| 1.0 | 0.670 |
| 1.5 | 0.835 |
| 2.0 | 0.921 |
| 3.0 | 0.983 |
| 4.0 | 0.996 |
| ∞ | 1.000 |

(2) 외부동수압

① 취수탑

a. 원통형

$$P(z_2) = A_h \cdot r_o \cdot \pi a_2^2 \cdot K\left(\frac{z_2}{h_2}\right)$$

여기서, $P(z_2)$: z_2 높이에 작용하는 취수탑 내부동수압력(tf/m)

a_2 : 취수탑 외부반경(m)

h_2 : 취수탑 외부수심(m)

z_2 : 취수탑 외부지면으로부터 임의 상부지점까지 높이(m)

K : 제2종 변형 Bessel 함수

$$K \cdot \left(\frac{z_2}{h_2}\right) = \sum_{i=0}^5 \frac{(-1)^i}{\lambda_i} \cdot K^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right) \cdot \cos\left(\lambda_i \frac{z}{h}\right)$$

※ $K\left(\frac{z_2}{h_2}\right)$ 는 2.4.2절의 제2종 변형 Bessel 함수표를 적용하며

표시되지 않는 경우는 선형보간하여 사용한다.

b. 직사각형

πa_2^2 대신에 직사각형 외부단면적으로 치환하여 적용한다.

- 지진계수 C_u 결정방법

(1) 지진재해도 해석결과에 근거하여 <표 3.1.2-1>에 기술된 바와 같이 남한을 두 개의 지진구역으로 구분하였다.

(2) 국지적인 토질조건 및 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 <표 3.1.2-9>에서와 같이 $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$ 의 6종으로 분류한다.

(3) 지진계수 C_a 값은 지반종류의 $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$ 에 대하여 지진 구역별로 (표 3.1.2-11)에 주어져 있다. 지반종류 S_F 로 분류되는 경우에는 부지고유의 지반특성 평가가 요구되는 지반이므로 이 경우에는 지진재해도 평가 경험이 있는 지반, 지질 및 지진 전문가에 의해 C_a 를 구하는 절차를 따라야 한다.

- 위험도계수 I 결정방법

- (1) 개개의 시설을 그 기능의 중요도와 지진에 의한 손상으로 초래될 수 있는 영향범위를 고려하여 (표 3.1.2-7)과 같이 내진 I 등급과 내진 II 등급으로 분류한다.
- (2) 목표성능수준은 성능수준별 내진등급에 따라 (표 3.1.2-13)과 같이 결정한다.
- (3) 평균재현주기에 따른 위험도계수(I)는 (표 3.1.2-14)와 같다.

(표 3.1.2-13) 성능수준별 내진등급에 따른 평균재현주기

| 성능수준 \ 평균재현주기 | 기능수행 | 파괴방지 |
|---------------|-------|-------|
| 50년 | II 등급 | - |
| 100년 | I 등급 | - |
| 500년 | - | II 등급 |
| 1,000년 | - | I 등급 |

(표 3.1.2-14) 위험도계수

| 재현주기(년) | 50 | 100 | 500 | 1,000 |
|---------|-----|------|-----|-------|
| 위험도계수 | 0.4 | 0.57 | 1.0 | 1.4 |

2) Bessel 함수표

- 제1종 변형 Bessel 함수표

$$I \cdot \left(\frac{z_1}{h_1} \right) = \sum_{i=0}^5 \frac{(-1)^i}{\lambda_i} \cdot I^{(i)} \left(\frac{a}{h} \right) \cdot \cos \left(\lambda_i \frac{z}{h} \right)$$

| $a/h \backslash z/h$ | 0.00 | 0.10 | 0.30 | 0.50 | 0.70 | 0.90 |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0.01 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 | 0.9999 |
| 0.25 | 0.9989 | 0.9986 | 0.9951 | 0.9789 | 0.9080 | 0.5896 |
| 0.50 | 0.9579 | 0.9550 | 0.9295 | 0.8636 | 0.7182 | 0.3882 |
| 0.75 | 0.8572 | 0.8529 | 0.8163 | 0.7335 | 0.5797 | 0.2921 |
| 1.00 | 0.7403 | 0.7358 | 0.6986 | 0.6178 | 0.4770 | 0.2327 |
| 1.25 | 0.6334 | 0.6292 | 0.5951 | 0.5222 | 0.3987 | 0.1916 |
| 1.50 | 0.5440 | 0.5403 | 0.5100 | 0.4459 | 0.3386 | 0.1616 |
| 1.75 | 0.4717 | 0.4684 | 0.4418 | 0.3856 | 0.2921 | 0.1389 |
| 2.00 | 0.4137 | 0.4108 | 0.3873 | 0.3377 | 0.2556 | 0.1215 |
| 2.25 | 0.3669 | 0.3644 | 0.3434 | 0.2994 | 0.2265 | 0.1076 |
| 2.50 | 0.3289 | 0.3266 | 0.3078 | 0.2683 | 0.2030 | 0.0965 |
| 2.75 | 0.2975 | 0.2954 | 0.2784 | 0.2428 | 0.1837 | 0.0874 |
| 3.00 | 0.2714 | 0.2694 | 0.2540 | 0.2215 | 0.1676 | 0.0798 |
| 3.25 | 0.2493 | 0.2475 | 0.2333 | 0.2035 | 0.1541 | 0.0734 |
| 3.50 | 0.2304 | 0.2288 | 0.2157 | 0.1881 | 0.1425 | 0.0680 |
| 3.75 | 0.2141 | 0.2126 | 0.2004 | 0.1749 | 0.1325 | 0.0633 |
| 4.00 | 0.1999 | 0.1985 | 0.1872 | 0.1633 | 0.1238 | 0.0591 |
| 4.25 | 0.1875 | 0.1862 | 0.1756 | 0.1532 | 0.1162 | 0.0555 |
| 4.50 | 0.1765 | 0.1753 | 0.1653 | 0.1443 | 0.1094 | 0.0523 |
| 4.75 | 0.1667 | 0.1655 | 0.1561 | 0.1363 | 0.1034 | 0.0495 |
| 5.00 | 0.1579 | 0.1568 | 0.1479 | 0.1291 | 0.0980 | 0.0469 |

$$I^{(i)} \left(\frac{a}{h} \right)$$

| $a/h \backslash i$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|--------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 0.01 | 1.999876 | 1.998889 | 1.996920 | 1.993975 | 1.990064 | 1.985200 |
| 0.25 | 1.926210 | 1.505450 | 1.087722 | 0.805948 | 0.626343 | 0.507868 |
| 0.50 | 1.738532 | 0.930976 | 0.561358 | 0.393458 | 0.301611 | 0.244236 |
| 0.75 | 1.505450 | 0.626343 | 0.365722 | 0.256449 | 0.197198 | 0.160122 |
| 1.00 | 1.280545 | 0.463265 | 0.269936 | 0.189875 | 0.146351 | 0.119035 |
| 1.25 | 1.087722 | 0.365722 | 0.213670 | 0.150671 | 0.116320 | 0.094712 |
| 1.50 | 0.930976 | 0.301611 | 0.176743 | 0.124863 | 0.096505 | 0.078637 |
| 1.75 | 0.805948 | 0.256449 | 0.150671 | 0.106594 | 0.082454 | 0.067225 |
| 2.00 | 0.706331 | 0.222977 | 0.131290 | 0.092984 | 0.071973 | 0.058705 |
| 2.25 | 0.626343 | 0.197198 | 0.116320 | 0.082454 | 0.063855 | 0.052101 |
| 2.50 | 0.561358 | 0.176743 | 0.104411 | 0.074066 | 0.057382 | 0.046832 |
| 2.75 | 0.507868 | 0.160122 | 0.094712 | 0.067225 | 0.052101 | 0.042531 |
| 3.00 | 0.463265 | 0.146351 | 0.086660 | 0.061541 | 0.047709 | 0.038953 |
| 3.25 | 0.425610 | 0.134757 | 0.079870 | 0.056743 | 0.044000 | 0.035931 |
| 3.50 | 0.393458 | 0.124863 | 0.074066 | 0.052639 | 0.040826 | 0.033343 |
| 3.75 | 0.365722 | 0.116320 | 0.069047 | 0.049089 | 0.038080 | 0.031104 |
| 4.00 | 0.341572 | 0.108870 | 0.064666 | 0.045986 | 0.035679 | 0.029146 |
| 4.25 | 0.320368 | 0.102315 | 0.060807 | 0.043253 | 0.033563 | 0.027420 |
| 4.50 | 0.301611 | 0.096505 | 0.057382 | 0.040826 | 0.031684 | 0.025887 |
| 4.75 | 0.284905 | 0.091318 | 0.054323 | 0.038658 | 0.030004 | 0.024516 |
| 5.00 | 0.269936 | 0.086660 | 0.051573 | 0.036707 | 0.028494 | 0.023283 |

- 제2종 변형 Bessel 함수표

$$K \cdot \left(\frac{z_2}{h_2} \right) = \sum_{i=0}^5 \frac{(-1)^i}{\lambda_i} \cdot K^{(i)} \left(\frac{a}{h} \right) \cdot \cos \left(\lambda_i \frac{z}{h} \right)$$

| $a/h \backslash z/h$ | 0.00 | 0.10 | 0.30 | 0.50 | 0.70 | 0.90 |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0.01 | 0.9998 | 0.9998 | 0.9997 | 0.9996 | 0.9988 | 0.9896 |
| 0.25 | 0.8983 | 0.8962 | 0.8779 | 0.8321 | 0.7296 | 0.4577 |
| 0.50 | 0.7367 | 0.7337 | 0.7083 | 0.6500 | 0.5375 | 0.3010 |
| 0.75 | 0.6081 | 0.6051 | 0.5802 | 0.5247 | 0.4229 | 0.2260 |
| 1.00 | 0.5129 | 0.5101 | 0.4873 | 0.4371 | 0.3475 | 0.1812 |
| 1.25 | 0.4416 | 0.4391 | 0.4184 | 0.3735 | 0.2944 | 0.1512 |
| 1.50 | 0.3868 | 0.3846 | 0.3659 | 0.3255 | 0.2552 | 0.1297 |
| 1.75 | 0.3437 | 0.3416 | 0.3247 | 0.2882 | 0.2250 | 0.1135 |
| 2.00 | 0.3090 | 0.3071 | 0.2916 | 0.2584 | 0.2011 | 0.1009 |
| 2.25 | 0.2805 | 0.2788 | 0.2646 | 0.2341 | 0.1818 | 0.0908 |
| 2.50 | 0.2567 | 0.2551 | 0.2420 | 0.2139 | 0.1658 | 0.0826 |
| 2.75 | 0.2366 | 0.2351 | 0.2230 | 0.1969 | 0.1524 | 0.0757 |
| 3.00 | 0.2194 | 0.2180 | 0.2066 | 0.1824 | 0.1410 | 0.0699 |
| 3.25 | 0.2045 | 0.2032 | 0.1925 | 0.1698 | 0.1311 | 0.0649 |
| 3.50 | 0.1914 | 0.1902 | 0.1802 | 0.1589 | 0.1226 | 0.0605 |
| 3.75 | 0.1800 | 0.1788 | 0.1694 | 0.1492 | 0.1150 | 0.0567 |
| 4.00 | 0.1698 | 0.1687 | 0.1597 | 0.1407 | 0.1084 | 0.0534 |
| 4.25 | 0.1606 | 0.1596 | 0.1511 | 0.1331 | 0.1025 | 0.0504 |
| 4.50 | 0.1525 | 0.1515 | 0.1434 | 0.1262 | 0.0971 | 0.0478 |
| 4.75 | 0.1451 | 0.1441 | 0.1364 | 0.1200 | 0.0923 | 0.0454 |
| 5.00 | 0.1383 | 0.1374 | 0.1301 | 0.1144 | 0.0880 | 0.0432 |

$$K^{(i)} \left(\frac{a}{h} \right)$$

| $a/h \backslash i$ | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|--------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 0.01 | 1.997893 | 1.985947 | 1.967330 | 1.944190 | 1.917860 | 1.889279 |
| 0.25 | 1.668310 | 1.075528 | 0.771075 | 0.596870 | 0.485663 | 0.408926 |
| 0.50 | 1.322459 | 0.673280 | 0.444054 | 0.330258 | 0.262630 | 0.217903 |
| 0.75 | 1.075528 | 0.485663 | 0.310307 | 0.227599 | 0.179610 | 0.148302 |
| 1.00 | 0.899948 | 0.378889 | 0.238195 | 0.173507 | 0.136407 | 0.112364 |
| 1.25 | 0.771075 | 0.310307 | 0.193195 | 0.140155 | 0.109941 | 0.090436 |
| 1.50 | 0.673280 | 0.262630 | 0.162466 | 0.117450 | 0.092070 | 0.075666 |
| 1.75 | 0.596870 | 0.227599 | 0.140155 | 0.101210 | 0.079193 | 0.065041 |
| 2.00 | 0.535683 | 0.200786 | 0.123225 | 0.088859 | 0.069475 | 0.057032 |
| 2.25 | 0.485663 | 0.179610 | 0.109941 | 0.079193 | 0.061881 | 0.050779 |
| 2.50 | 0.444054 | 0.162465 | 0.099240 | 0.714230 | 0.055783 | 0.045761 |
| 2.75 | 0.408926 | 0.148302 | 0.090436 | 0.065041 | 0.050779 | 0.041646 |
| 3.00 | 0.378889 | 0.136407 | 0.083066 | 0.059705 | 0.046598 | 0.038209 |
| 3.25 | 0.352922 | 0.126276 | 0.076806 | 0.055179 | 0.043054 | 0.035297 |
| 3.50 | 0.330258 | 0.117545 | 0.071423 | 0.052190 | 0.040010 | 0.032797 |
| 3.75 | 0.310307 | 0.109941 | 0.066745 | 0.047913 | 0.037368 | 0.030627 |
| 4.00 | 0.292614 | 0.103261 | 0.062642 | 0.044953 | 0.035054 | 0.028727 |
| 4.25 | 0.276818 | 0.097345 | 0.059014 | 0.042338 | 0.033009 | 0.027049 |
| 4.50 | 0.262630 | 0.092070 | 0.055783 | 0.040010 | 0.031190 | 0.025556 |
| 4.75 | 0.249819 | 0.087337 | 0.052887 | 0.037925 | 0.029561 | 0.024219 |
| 5.00 | 0.238195 | 0.083066 | 0.050278 | 0.036046 | 0.028093 | 0.023015 |

마) 콘크리트구조설계기준(2007)

건설교통부에서 2007년에 개정한 「콘크리트구조설계기준」에서는 ‘제21장 내진설계 특별 고려사항’ 및 ‘부록Ⅱ 내진설계를 위한 대체 고려사항’편에 철근콘크리트 부재의 설계 및 상세 규정에 대한 특별 사항을 규정하고 있으며, 지진운동에 의해 발생된 힘에 저항하는 일체식 철근콘크리트 골조에만 적용하여야 한다고 제한하고 있다. 또한 ‘제21장 내진설계 특별 고려사항’편에서는 보, 기둥, 보가 없는 2방향 슬래브와 같은 골조에 대한 요구조건을 규정하고 있으며, ‘부록Ⅱ 내진설계를 위한 대체 고려사항’편에서는 특수모멘트골조의 휨부재, 휨과 축력을 받는 특수모멘트골조의 부재, 특수모멘트골조의 접합부, 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보, 구조격막과 트러스 및 기초에 대한 요구조건을 규정하고 있다.

철근콘크리트 구조물의 내진성능평가에 필요한 사항 중 철근콘크리트 관련 규정은 제21장 및 부록Ⅱ 뿐만 아니라 설계기준 본문을 전체적으로 참고할 수 있다.

바) 기존 시설물의 내진성능평가 및 향상요령

한국시설안전공단에서 내진설계가 수행되지 않았거나, 관련기준의 강화로 인하여 내진성능평가가 필요하다고 판단되는 기존시설물(건축물, 교량, 댐, 터널, 상수도, 기초 및 지반, 제방)에 대해 내진성능을 평가하여 지진에 의해 발생할 수 있는 큰 피해를 사전에 막을 수 있도록 2004년에 「기존 시설물의 내진성능평가 및 향상요령」을 발간하여, 이를 토대로 기존 시설물의 내진성능평가 및 내진보강 업무를 수행해 왔다. 또한, 설계기준의 개정, 관련 기술의 발달 및 최근 개발된 다양한 보강기법 등의 내용을 반영하여 2011년에 건축물, 교량, 터널 3개 시설물에 대해 개정을 마쳤으며, 현재 나머지 시설물의 개정이 진행 중에 있다.

기존 댐 구조물(취수탑)의 내진성능평가를 수행하는데 참고할 수 있는 요령은 「기존 댐의 내진성능 평가요령」과 「기존 상수도의 내진성능 평가요령」 및 「기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령」이다.

「기존 댐의 내진성능 평가요령」은 「댐 설계기준」에 기초하여 적용

범위, 내진등급 및 평가기준 지진 등을 규정하였으며, 댐체 위주로 평가절차 및 방법, 예제 등을 제시하였다. 추가로 동적해석(상세내진성능평가)을 위한 가속도 시간이력을 결정하는 방법과 사용목표수명을 고려한 지진위험도 산정방법을 제시하였다.

「기존 상수도의 내진성능 평가요령」은 「상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구」(환경부, 1999)와 「도시철도 내진설계기준」 등에 기초하여 상수도 시설물 중, 지중에 건설된 도수 및 송수터널을 제외한 관로 시설물과 지하맨홀 구조물에 대해서만 적용하고 있다. 기존 댐 구조물(취수탑)의 내진성능평가에 참고할 수 있는 내용은 극히 일부이다.

「댐 설계기준」(국토해양부, 2011)의 12.5.1 (나)항(본문 2.2.4 가. 2)항)에 서는 관리교의 내진안정성에 대해 낙교의 가능성에 대해 검토하도록 규정하고 있다. 이에 「기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령」(2011)의 낙교와 관련된 내용을 간추려 정리하였다.

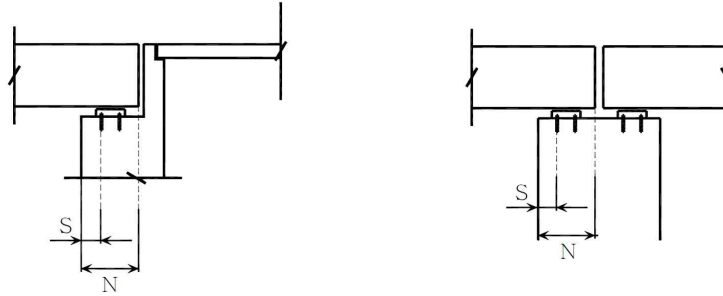
1) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(2011)

「기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령」(한국시설안전공단, 2011)에서 기존 댐 구조물(취수탑)의 내진성능평가에 활용할 수 있는 내용은 관리교의 낙교에 대한 내용으로 ‘4.3.3 받침지지길이(낙교)’ 항목이다.

「기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령」에서는 교각 또는 교대의 소요역량이 공급역량(받침지지길이)을 초과하는지의 여부로 낙교 유무를 판단하고 있다.

- 공급역량(받침지지길이)

받침지지길이는 <그림 3.1.2-2>과 같이 교각 및 교대의 거더 단부끝단까지의 거리를 말하며, 현장조사나 설계도면을 통해 조사한다.



<그림 3.1.2-2> 교량의 받침지지길이(N 또는 N_C)

- 소요역량

소요역량은 「도로교 설계기준 - 내진설계편」에 규정되어 있는 최소받침 지지길이(N_{\min})와 응답변위 중 큰 값으로 한다.

$$N_D = \max [\text{응답변위}, N_{\min}]$$

$$N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2)$$

여기서, L : 인접 신축이음부 또는 교량단부까지 거리(m)

H : 교각의 평균높이(m)

θ : 교량의 받침선이 교축직각방향과 이루는 사잇각($^\circ$)

- 내진성능평가

받침지지길이에 대한 내진성능평가는 공급역량(N_C)과 소요역량(N_D)을 비교하여 평가한다.

$$N_C / N_D \geq 1.0 \quad \text{만 족}$$

$$N_C / N_D < 1.0 \quad \text{불만족}$$

3.1.3 취수탑 내진설계 예제

「내진설계기준연구(Ⅱ)」, 「농업생산기반정비사업계획설계기준」, 「댐 설계기준」, 「콘크리트구조설계기준」, 「상수도시설 내진 설계기준」, 「기존 댐의 내진성능평가 및 향상요령」, 「기존 상수도의 내진성능평가 및 향상요령」 등에서는 부속시설의 내진성 확보를 위하여 필요한 최소 요구조건을 만족시키는 내진설계를 하도록 규정할 뿐 성능수준 및 평가방법에 대한 규정은 명확히 제시되지 않아 부속시설의 내진설계 시, 성능수준 및 평가방법을 선정하는데 어려움이 따른다.

본 절에서는 취수탑 내진설계 예를 통하여 내진설계에 적용된 기준 및 방법의 현황 조사를 실시하였다.

1) 취수탑 설계 예

1. 설계조건

(1) 사용 재료

| | | | |
|------------|------|-------------------|---------------|
| $f_{ck} =$ | 27 | MPa | : 콘크리트 설계기준강도 |
| $f_y =$ | 400 | MPa | : 철근 설계기준항복강도 |
| $g_c =$ | 25.0 | kN/m ³ | : 콘크리트 단위중량 |

(2) 지반조건

| | | | |
|---------------|------|-------------------|---|
| $q_u =$ | 70.0 | MPa | : 허용지지력 |
| $g_{v1} =$ | 19.0 | kN/m ³ | : 기초지반 수평단위중량 |
| $g_{vvert} =$ | 10.0 | kN/m ³ | : 기초지반 수중단위중량 |
| $\phi =$ | 35.0 | degree | : 뒷채움층 내부마찰각 |
| $\phi_1 =$ | 30.0 | degree | : 기초지반 내부마찰각 |
| $C_1 =$ | 0.0 | kN/m ² | : 기초지반 점착력 |
| $\mu =$ | 0.60 | | : $\mu = 0.600$; $\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$: 암과 콘크리트 |

(3) 치수 및 기타 입력값

| | | | |
|---------|-------|-------------------|--------------------|
| $p =$ | 75.00 | kN/m | : 방압 - <댐설계요령> |
| $q =$ | 3.00 | kN/m ³ | : 풍속압 - <댐설계요령> |
| $g_w =$ | 10.0 | kN/m ³ | : 물의 단위중량 |
| $H_w =$ | 35.00 | m | : 수면 높이(H,W,L 적용시) |
| $d_c =$ | 100.0 | mm | : 저판 철근피복 |
| $d_w =$ | 100.0 | mm | : 벽체 철근피복 |

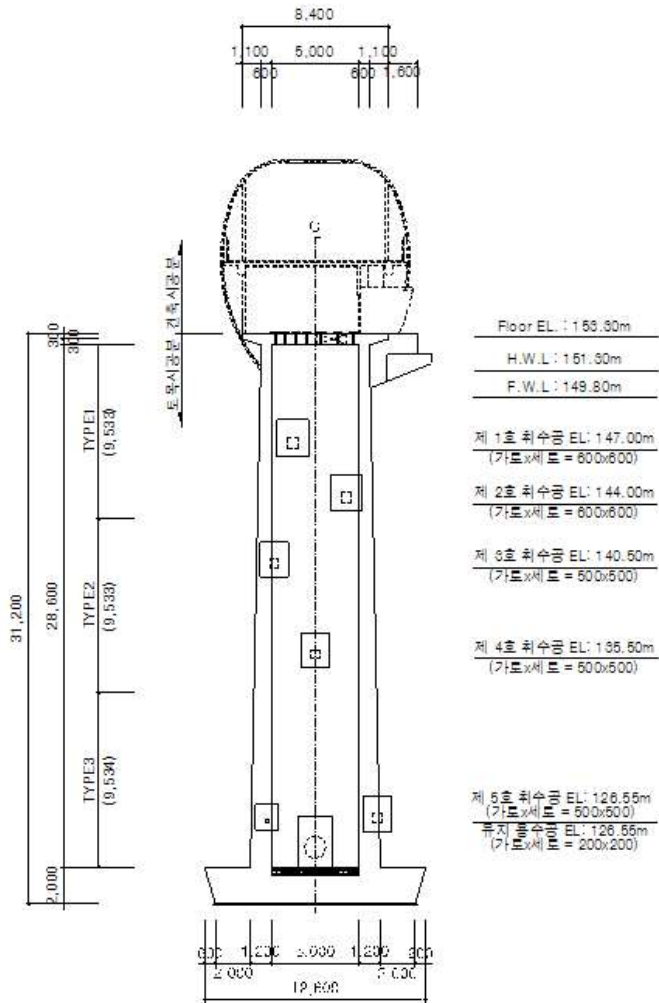
(4) 내진설계 조건

- 지진구역 구분 : I (경상북도)
- 지진구역 계수 : 0.11
- 위험도 계수 : 1000년 (1.4)
- 가속도 계수 : $0.11 \times 1.4 = 0.154$
- 지반계수 : 연암지반 (II), 적용계수 : 1.2

(5) 참고문헌

- 상수도 시설 기준
- 댐 설계기준
- 콘크리트 구조설계 기준
- 상수도 시설 내진설계기준
- 도로교 설계기준 해설

2. 단면가경



3. 하중산정

3.1 고정하중

- 1) 요소하중 : 구조해석 Program에서 자동으로 콘크리트 자중을 고려함.
- 2) 건축 하중 = 744,500 kN (충재하하중)
- 3) 연락교량 고정하중 반력값 = 171,25 kN/EA
- 4) 권양기 하중 = 2,00 kN/EA

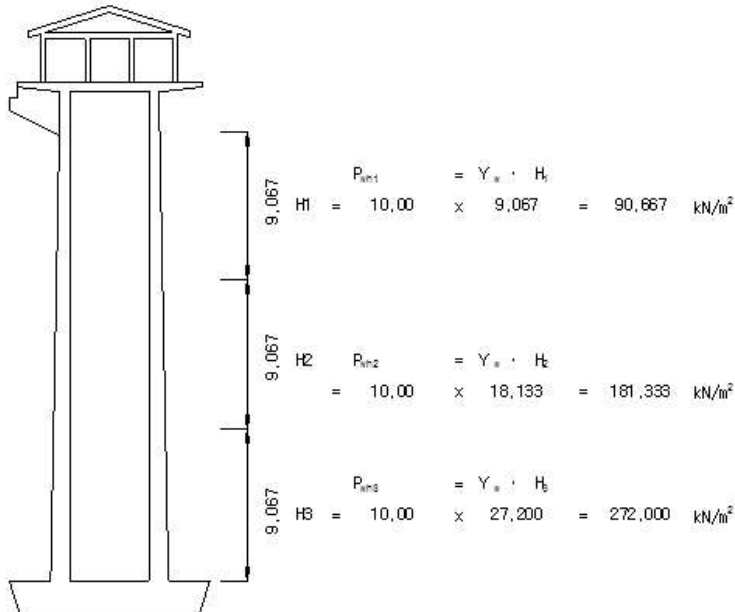
3.2 활하중

- 1) 조작실 보도하중 = 5,000 kN/m²
- 2) 조작실 권양하중 = 12,400 kN - 제1취수문 16,000 kN - 제2취수문
13,700 kN - 제3취수문 17,700 kN - 제4취수문
25,300 kN - 제5취수문
8,100 kN - 유지용수수문 111,000 kN - 조절수문
- 3) 연락교량 활하중 반력값 = 60,000 kN
- 4) 건축물 활하중 = 451,000 kN (충재하하중)

3.3 수압

3.3.1 홍수위시

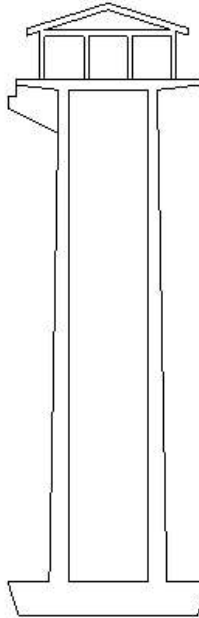
H, W, L = 27,200 m



3.3 수압

3.3.2 사수위시

H, W, L = 2,450 m



$$R_{int} = Y_w \cdot H$$

$$H = 10,00 \times 2,450 = 24,500 \text{ kN/m}^2$$

3.4 동수압 (상수도시설 내진 설계기준)

1) 동수압 - 홍수위시

$$P(z_2) = A_w \cdot r_w \cdot \pi \cdot (a_2)^2 \cdot K(z_2/h_2)$$

$$= 0,154 \times 10 \times 3,14 \times 3,400^2 \times 0,949$$

$$= 53,076 \text{ kN/m}$$

$P(z_2)$: z_2 의 높이에 작용하는 취수탑 외부 동수압력 (kN/m)

A_w : 설계 수평가속도 계수 ($A_w = C_a \cdot I$)

r_w : 물의 단위 체적중량 (kN/m³)

a_2 : 취수탑 외부반경 (m)

h_2 : 취수탑 외부수심 (m)

z_2 : 취수탑 외부저면으로부터 임의의 상부지점까지 높이 (m)

K : 제 2종 변형 Bessel 함수

$$a/h = 0,13 \quad z/h = 0,00$$

$$K(z_2/h_2) = 0,949$$

2) 동수압- 시수위시

$$\begin{aligned}
 P(z_2) &= A_e \cdot r_o \cdot \pi \cdot (a_2)^2 \cdot K(z_2/h_2) \\
 &= 0,154 \times 10 \times 3,14 \times 3,400^2 \times 0,416 \\
 &= 23,266 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- $P(z_2)$: z_2 의 높이에 작용하는 취수탑 외부 동수압력 (kN/m)
 A_e : 설계 수평가속도 계수 ($A_e=C_a \cdot I$)
 r_o : 물의 단위 체적중량 (kN/m³)
 a_2 : 취수탑 외부반경 (m)
 h_2 : 취수탑 외부수심 (m)
 z_2 : 취수탑 외부저면으로부터 임의의 상부지점까지 높이 (m)
 K : 제 2종 변형 Bessel 함수
 $a/h = 1,39 \quad z/h = 0,00$
 $K(z_2/h_2) = 0,416$

3.4 풍하중

- 단일계요령 (Page 1-12)

$$W_s = A \cdot q \text{ (kN)}$$

A : 바람을 받는 면적 (m²) q : 풍속압 (3,0 kN/m²)

- 도로교 설계기준 해설 (Page 48)

< 하부구조에 작용하는 풍하중 (Mpa)>

| 구체의 단면형상 | | 풍하중 |
|----------|----------|-----------------------|
| 원형 및 트랙형 | 활하중 재하시 | $0,75 \times 10^{-5}$ |
| | 활하중 비재하시 | $1,50 \times 10^{-5}$ |
| 각형 | 활하중 재하시 | $1,50 \times 10^{-5}$ |
| | 활하중 비재하시 | $3,00 \times 10^{-5}$ |

1) 건축구조물의 풍하중에 의한 반력

: 건축물 풍하중 = 100,200 kN (총재하하중)

2) 취수탑 상부 슬래브 및 벽체에 작용하는 풍하중 산정

: 풍하중 재하깊이는 안전측을 고려하여 시수위 (D.S.L)을 고려하여 적용한다.

D.S.L (시수위) : 0 m (시공시를 고려하여 풍하중을 최대로 고려)

· 상부슬래브 (각형 활하중 비재하시 적용) :

$$\begin{aligned}
 &3,000 \text{ kN/m}^2 \times (0,300 / 2 + 0,300) \\
 &= 1,350 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

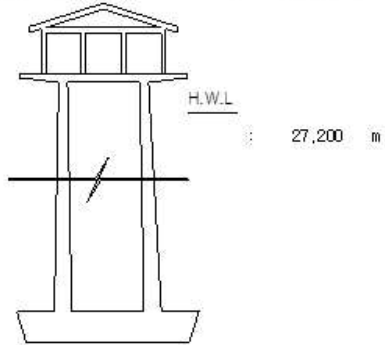
· 벽체 (원형 및 트랙형 활하중 비재하시 적용) : 1,500 kN/m²

위의 두가지 풍하중 산정 방법 중 구체의 단면형상을 고려한 하중산정이 타당하다고 사료되는 본 설계에 적용하는 하중의 크기는 원형 및 트랙형의 단면형상의 활하중 비재하시의 풍하중으로 적용한다.

3.5 방압

방압 작용면 높이(H, W, L 적용) = 27,200 m

방압 적용하중 75,000 kN/m (얼음두께 : 0.75 m, 기온상승률 2.8℃/hr)



3.6 유목충돌하중

: 유송물에 의한 하중은 홍수위에서 발생하는 것으로 가정(도로교 설계기준 해설(2008) P63)

$$P = 0.1 \cdot W \cdot v \text{ (kN)}$$

P : 충돌력(kN) W : 유송물의 중량(kN) - 10 kN 으로 가정한다.

v : 표면유속(m/s)

: 유목충돌은 형류시 발생하는 부유물에 의한 충돌하중으로 유속 및 유목의 중량은 현장현황을 고려하여 산정한다.

$$P = 0.10 \times 10.00 \times 20.00 = 20,000 \text{ kN}$$

3.7 지진하중

: 현장여건을 고려하여 지역구분계수, 위험도, 지반계수를 적용.

4. 하중재하

4.1 하중재하

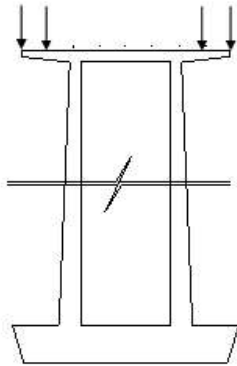
1) 고정하중

건축구조물 고정하중은 조작대 상단에 집중하중 재하

연락교량 반력값 : $171,249 \text{ kN} / 0,553 \text{ m}^2 = 309,953 \text{ kN/m}^2$

권양기 하중 : $2,000 \text{ kN/EA} \quad 0,154 \text{ m}^2 = 12,970 \text{ kN/m}^2$

건축물 고정하중 : $744,500 \text{ kN/m}^2$



2) 활하중

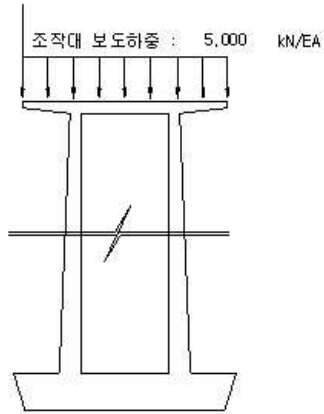
조작대 보도하중 : $5,000 \text{ kN/m}^2$

건축구조물 활하중은 조작대 상단에 집중하중 재하

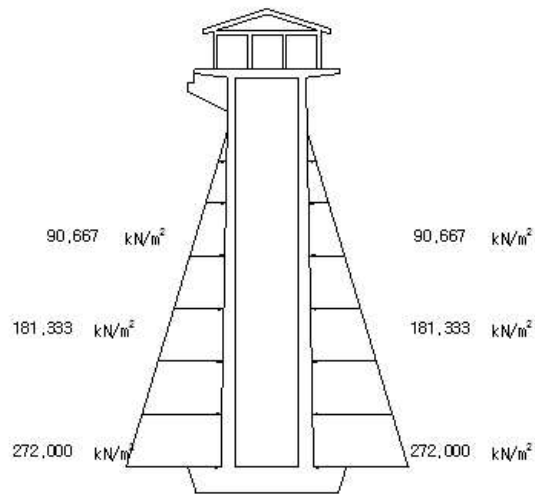
권양기 인양하중 :

| | | | | | |
|----------|---------------|--------------|----------------------|---|---------------------------|
| - 제1취수문 | 12,400 kN/EA | 12,400 kN / | 0,154 m ² | = | 80,415 kN/m ² |
| - 제2취수문 | 16,000 kN/EA | 16,000 kN / | 0,154 m ² | = | 103,761 kN/m ² |
| - 제3취수문 | 13,700 kN/EA | 13,700 kN / | 0,154 m ² | = | 88,846 kN/m ² |
| - 제4취수문 | 17,700 kN/EA | 17,700 kN / | 0,154 m ² | = | 114,786 kN/m ² |
| - 제5취수문 | 25,300 kN/EA | 25,300 kN / | 0,154 m ² | = | 164,073 kN/m ² |
| - 유지용수수문 | 8,100 kN/EA | 8,100 kN / | 0,154 m ² | = | 52,529 kN/m ² |
| - 조절수문 | 111,000 kN/EA | 111,000 kN / | 0,154 m ² | = | 719,844 kN/m ² |

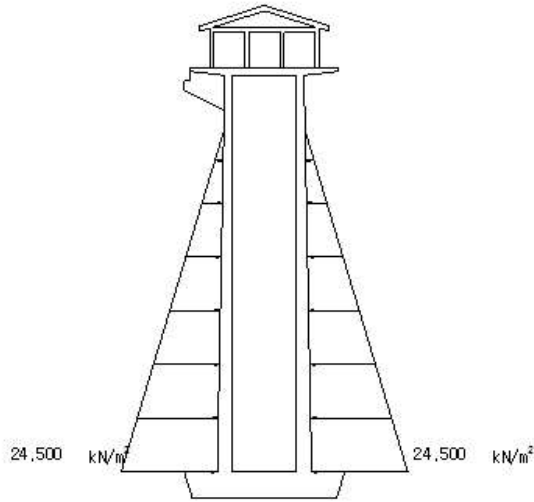
연락교량 활하중 반력값 : $60,000 \text{ kN} / 0,553 \text{ m}^2 = 108,597 \text{ kN/m}^2$



3) 수압 (홍수위시)

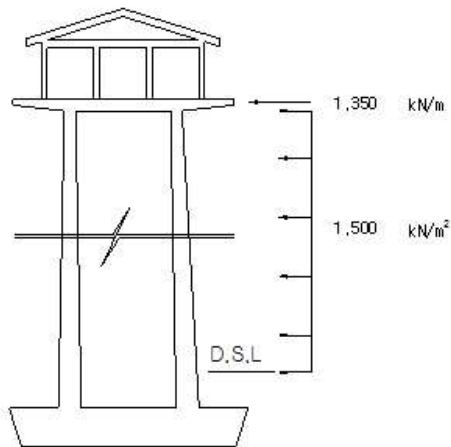


4) 수압 (사수위시)

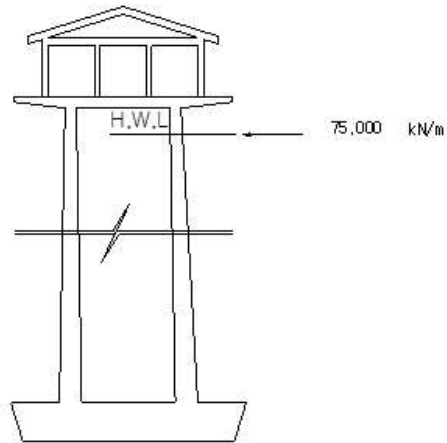


4) 풍하중

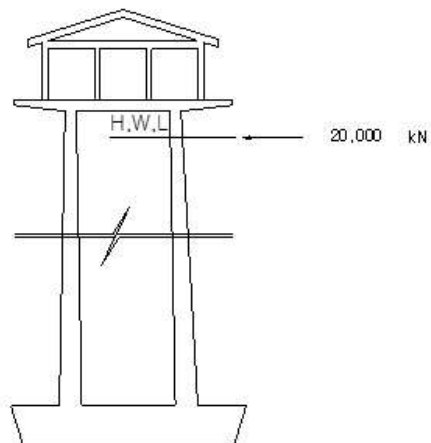
- : 교축 및 교축직각방향 재하
- : 건축구조물 풍하중은 조작대 상단에 집중하중 재하



5) 빙압



6) 유목 충돌하중



4.2 하중조합

1) 단면검토 하중조합

| 하중 조합 | 사하중 | 활하중 | 수 입 | | 풍하중 | 빙압 | 충돌하중 | 비고 |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|
| | | | 홍수위 | 사수위 | | | | |
| 1 | 1.4 | 0.0 | 1.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 2 | 1.4 | 0.0 | 0.0 | 1.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 3 | 1.2 | 1.6 | 0.0 | 0.0 | 1.3 | 0.0 | 0.0 | 시공시 |
| 4 | 1.2 | 1.6 | 1.6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 5 | 1.2 | 1.6 | 0.0 | 1.6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 6 | 1.2 | 0.0 | 1.6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 7 | 1.2 | 0.0 | 0.0 | 1.6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 8 | 1.2 | 1.0 | 1.6 | 0.0 | 1.3 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 9 | 1.2 | 1.0 | 0.0 | 1.6 | 1.3 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 10 | 1.2 | 1.0 | 1.6 | 0.0 | 1.3 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 11 | 1.2 | 1.0 | 0.0 | 1.6 | 1.3 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 12 | 1.2 | 0.0 | 1.6 | 0.0 | 1.3 | 1.2 | 0.0 | 홍수위 |
| 13 | 1.2 | 0.0 | 0.0 | 1.6 | 1.3 | 1.2 | 0.0 | 사수위 |
| 14 | 0.9 | 0.0 | 1.6 | 0.0 | 1.3 | 0.0 | 1.0 | 홍수위 |
| 15 | 0.9 | 0.0 | 0.0 | 1.6 | 1.3 | 0.0 | 1.0 | 사수위 |

2) 사용성 검토 조합

| 하중 조합 | 사하중 | 활하중 | 수 입 | | 풍하중 | 빙압 | 충돌하중 | 비고 |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|
| | | | 홍수위 | 사수위 | | | | |
| 1 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 시공시 |
| 2 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 3 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 4 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 5 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 6 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 7 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 8 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 9 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 사수위 |
| 10 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 홍수위 |
| 11 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 사수위 |
| 12 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 홍수위 |
| 13 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 사수위 |

3) 지진시 하중조합

| 하중 조합 | 사하중 | 활하중 | 수 입 | | 동수압 | 빙압 | 지진하중 | 비고 |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|
| | | | 홍수위 | 사수위 | | | | |
| 1 | 1.2 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 시공시 |
| 2 | 0.9 | 0.0 | 1.6 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 홍수위 |
| 3 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 사수위 |
| 4 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 1.0 | 0.0 | 1.0 | 사수위 |

5. 구조해석

안정검토용

| 구분 | 하중 | | | 하중조합 | 비고 |
|-------|-----------|----------|------------|------|-----|
| | 축력 (kN) | 수평력 (kN) | 모멘트 (kN·m) | | |
| 축력최대 | 15189,243 | 0,000 | 7545,364 | s3 | 사수위 |
| 모멘트최대 | 12481,619 | 444,551 | 9789,124 | s1 | 시공시 |
| 지진시 | 18684,713 | 3402,317 | 77247,831 | | 지진시 |

단면검토용

| 구분 | 하중 | | | 하중조합 | 비고 |
|-------|-----------|----------|------------|------|-----|
| | 축력 (kN) | 수평력 (kN) | 모멘트 (kN·m) | | |
| 축력최대 | 19820,095 | 0,000 | 4259,605 | c1 | 홍수위 |
| 모멘트최대 | 18639,905 | 459,500 | 12704,283 | c3 | 시공시 |
| 지진시 | 18684,713 | 3402,317 | 77247,831 | | 지진시 |

6. 단면 검토

□ 벽체 설계

| 구분 | | 극한모멘트 (kN,m) | 극한전단력 (kN,m) | 사용하중 모멘트 (kN,m) |
|------|-----|--------------|--------------|-----------------|
| 벽체 1 | x방향 | 48,295 | 106,167 | 48,295 |
| | y방향 | 102,720 | 108,960 | 87,013 |
| 벽체 2 | x방향 | 13,865 | 16,301 | 13,865 |
| | y방향 | 87,982 | 10,017 | 87,982 |
| 벽체 3 | x방향 | 78,367 | 20,228 | 78,361 |
| | y방향 | 435,371 | 855,832 | 435,371 |

| | | M | DM | 필요철근량 | 사용철근량 | 철근간격 | 허용철근 간격 |
|------|-----|---------|----------|---------|-------------------|---------|---------|
| 벽체 1 | x방향 | 48,295 | 159,648 | 285,51 | 19 × 300 = 955,0 | 300,000 | 510,79 |
| | y방향 | 102,720 | 214,423 | 610,74 | 22 × 300 = 1290,3 | 300,000 | 325,91 |
| 벽체 2 | x방향 | 13,865 | 156,257 | 58,30 | 16 × 300 = 662,0 | 300,000 | 2024,41 |
| | y방향 | 87,982 | 224,588 | 371,39 | 19 × 300 = 955,0 | 300,000 | 344,73 |
| 벽체 3 | x방향 | 78,367 | 246,289 | 209,89 | 16 × 300 = 662,0 | 300,000 | 478,77 |
| | y방향 | 435,371 | 1204,677 | 1217,45 | 29 × 300 = 3431,7 | 300,000 | 374,45 |

·
·
·

7. 안정성 검토

(1) 전도에 대한 안정검토

| 항 목 | Mr(kN·m) | Mb(kN·m) | V(kN) | S,F | e(m) | 허용편심(m) | 비고 |
|-------|-----------|----------|----------|--------|-------|---------|----|
| 축력최대 | 24417,491 | 628,780 | 4283,770 | 38,833 | 0,447 | 1,900 | OK |
| 모멘트최대 | 9177,769 | 889,852 | 1610,135 | 10,314 | 0,853 | 1,900 | OK |
| 지진시 | 12124,239 | 7004,372 | 2127,059 | 1,731 | 3,593 | 3,800 | OK |

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥 중심으로부터 바닥폭의 1/6 이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥 폭의 1/30이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

(2) 활동에 대한 안정검토

| 항 목 | V(kN) | Hu(kN) | H(kN) | S,F | 허용안전율 | 비고 |
|-------|----------|----------|---------|--------|-------|----|
| 축력최대 | 4283,770 | 2570,262 | 0,000 | ∞ | 1,500 | OK |
| 모멘트최대 | 1610,135 | 966,081 | 37,046 | 26,078 | 1,500 | OK |
| 지진시 | 2127,059 | 1276,236 | 283,526 | 4,501 | 1,200 | OK |

- 직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 안전율 — 상시(1.5) 지진시(1.2)

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

- Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)
- Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)
- φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)
- A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)
- V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

tanφb = 암과 콘크리트 일경우 tanφb = 0,600 Cb = 0,000

(3) 지지력에 대한 안정검토

| 항 목 | V(kN) | M(kN) | e(m) | Qmax(kPa) | Qmin(kPa) | Qa(kPa) | 비고 |
|-------|----------|-----------|-------|-----------|-----------|----------|----|
| 축력최대 | 4283,770 | 23788,710 | 0,447 | 464,131 | 287,408 | 2040,000 | OK |
| 모멘트최대 | 1610,135 | 8287,917 | 0,853 | 204,624 | 77,856 | 2040,000 | OK |
| 지진시 | 2127,059 | 5119,866 | 3,593 | 673,008 | 0,000 | 3060,000 | OK |

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

B : 기초의 폭원 (11,400m), M = Mr-Mb, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right), Q_{min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

x : 3(B/2-e) L: 기초길이

2) 소결

취수탑의 설계 예제는 지진구역 I에 건설된 내진특등급 댐의 부속시설로서, 가정된 그림에 보인 바와 같은 철근콘크리트 원통형 축대칭 구조물이다. 취수탑의 내진등급은 댐 본체의 내진등급과 동일하게 설계되어, 「상수도시설기준」의 내진 I 등급(1,000년 재현주기, 저수지 체체의 내진특등급과 동일한 재현주기 임)으로 분류하였으며, 성능수준도 「상수도시설기준」을 적용하여 붕괴방지수준만을 고려하였다.

취수탑의 벽체는 기초상단에서 고정지지되는 캔틸레버 보로 해석하였고, 지진력을 지진계수에 의한 하중의 관성력과 동수압으로 대치하고 정역학적 방법으로 해석하는 진도법을 따랐다. 구조해석용 프로그램의 Flate 요소를 이용하여 선형탄성해석 수행하였다.

단면검토는 기둥벽체, 조작대, 기초에 대하여 휨강도와 전단강도를 검토하였고, 외적안정성 검토를 수행하였다.

3.1.4 고찰

「댐 설계기준」, 「농업생산기반정비사업계획설계기준」 「콘크리트구조설계기준」, 「상수도시설 내진 설계기준」, 「기존 댐의 내진성능평가 및 향상요령」, 「기존 상수도의 내진성능평가 및 향상요령」 등에서는 부속시설의 내진성 확보를 위하여 필요한 최소 요구조건을 만족시키는 내진설계를 하도록 규정할 뿐, 성능수준 및 평가방법에 대한 규정은 명확히 제시되지 않아 부속시설의 내진설계 시, 성능수준 및 평가방법을 선정하는데 어려움이 따른다.

취수탑의 내진설계 방법은 구조물의 구조특성, 중요도, 주변지반의 특성 등을 고려하여 적합한 지진해석모델과 지진응답해석방법에 의해 결정된 지진력에 대하여 충분한 내력을 갖도록 하여야 한다.

설계 예를 통한 검토 결과, 취수탑의 내진성능목표는 댐 본체의 내진성능 목표와 동일하거나 한 단계 낮은 목표로 설계되는 등 설계자에 따라 다른 실정이며, 내진성능수준은 붕괴방지수준을 적용하고 있다. 구조해석은 진도법에 따라 수행하고 있고, 이때 동수압을 산정시 설계자에 따라 산정 방법과 적용이 상이한 실정이며, 선형해석방법을 적용하고 있다.

수위 조건도 설계자에 따라 취수탑의 만수위시, 공수위시 및 중간정도 찬 경우에 대하여 다양하게 적용되고 있고, 해석모델은 구조특성을 고려하여

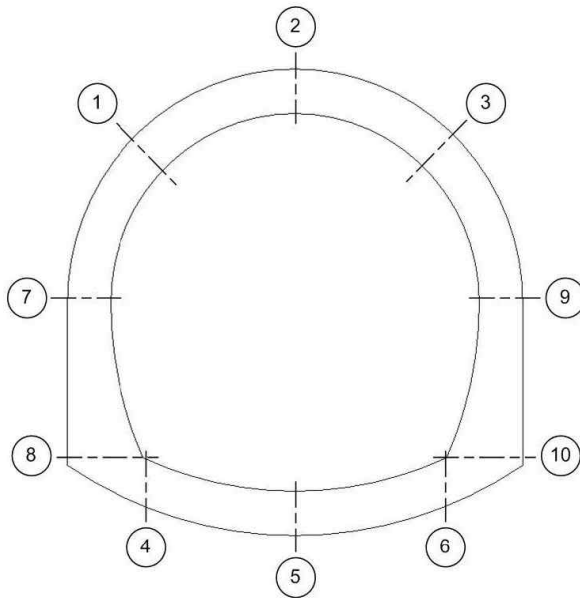
평면요소 및 고체요소를 적용할 수 있으나, 주로 평면요소를 적용하고 있다. 또한 기초면의 경계조건은 보다 정밀한 해석을 원할 경우에는 기초의 등가강성을 산정하여 적용할 수 있으나, 확실적인 고정으로 가정하여 해석을 수행하고 있다.

하중계수 및 하중조합은 구조물의 특성에 맞게 고정하중 및 지진하중(지진시 동수압 및 토압 포함)을 고려하여 ‘콘크리트구조설계기준(2007)’에 제시된 하중계수 및 하중조합을 적용하고 있으며, 강도설계법에 따라 부재의 단면력을 검토하며, 기초 및 기초 지반도 부재와 동일한 방법을 적용하고 있다.

3.2 취수터널

3.2.1 설계 사례

가. 설계요약



■ 기초 검토

| 구분 | Qmax(kN) | Qu(kN) | Qa(kN) | 비 고 |
|------|----------|----------|--------|-----|
| 직접기초 | 292.758 | 2766.129 | 600 | 0.K |

■ 부력 검토

| 구분 | B(양압력) | R(저항력) | SF | 비 고 |
|------|---------|----------|-------|-----|
| 직접기초 | 587.768 | 1364.334 | 2.321 | 0.K |

■ 단면 형 설계

| 구분 | 부재 위치 | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F | |
|-----------|---------|-----|----|------|------|--------|-----------------|---------|-----------------|---------|------|
| | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm ² | | mm ² | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 292 | 78.79 | 211.98 | 813.30 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 2.69 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 292 | 269.77 | 353.75 | 2982.79 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.31 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 292 | 79.64 | 211.98 | 822.40 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 2.66 |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 1000 | 312 | 140.51 | 227.57 | 1377.57 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.62 |
| | | 중앙부 | 5 | 1000 | 312 | 259.63 | 381.32 | 2642.54 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.47 |
| | | 우측 | 6 | 1000 | 312 | 101.00 | 227.57 | 978.88 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 2.25 |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 1000 | 292 | 274.95 | 353.75 | 3046.42 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.29 |
| | | 하부 | 9 | 1000 | 592 | 164.79 | 445.77 | 828.82 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 2.71 |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 1000 | 292 | 276.01 | 353.75 | 3059.47 | H25 - 8.0EA | 4053.60 | 1.28 |
| | | 하부 | 12 | 1000 | 592 | 140.46 | 445.77 | 705.15 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 3.17 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | 단면적비 | | | 주철근 20% | | | |
|-----------|---------|-----|-------|--------|--------|---------|-------|-------|-----|
| | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 784.0 | 1910.0 | 0.K | 458.4 | 955.0 | 0.K |
| | | 중앙부 | 2 | 784.0 | 1910.0 | 0.K | 810.7 | 955.0 | 0.K |
| | | 우측 | 3 | 784.0 | 1910.0 | 0.K | 458.4 | 955.0 | 0.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 824.0 | 1910.0 | 0.K | 458.4 | 955.0 | 0.K |
| | | 중앙부 | 5 | 824.0 | 1910.0 | 0.K | 810.7 | 955.0 | 0.K |
| | | 우측 | 6 | 824.0 | 1910.0 | 0.K | 458.4 | 955.0 | 0.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 784.0 | 1910.0 | 0.K | 810.7 | 955.0 | 0.K |
| | | 하부 | 9 | 1384.0 | 1910.0 | 0.K | 458.4 | 955.0 | 0.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 784.0 | 1910.0 | 0.K | 810.7 | 955.0 | 0.K |
| | | 하부 | 12 | 1384.0 | 1910.0 | 0.K | 458.4 | 955.0 | 0.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비고 | |
|-------|-------|-----|-----------|-------|-----------|--------|-----------------|--------|-----|-----------------|--------|-----|
| | | | kN | kN | kN | EA | mm ² | | mm | mm ² | | |
| 상부아치 | 1경간 | 좌측 | 1 | 189.7 | 324.7 | 421.6 | 4.0 | 462.5 | H16 | 300.0 | 794.4 | 0.K |
| | | 중앙부 | 2 | 189.7 | 86.3 | 189.66 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| | | 우측 | 3 | 189.7 | 324.8 | 421.62 | 4.00 | 462.81 | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 4 | 202.6 | 358.3 | 450.50 | 4.00 | 498.85 | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| | | 중앙부 | 5 | 202.6 | 93.8 | 202.65 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| | | 우측 | 6 | 202.6 | 358.3 | 450.50 | 4.00 | 498.81 | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 7 | 189.7 | 124.8 | 189.66 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| | | 하부 | 9 | 384.5 | 228.7 | 384.52 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 10 | 189.7 | 161.1 | 189.66 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |
| | | 하부 | 12 | 384.5 | 180.2 | 384.52 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.40 | 0.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

| 구분 | 부재 위치 | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근간격 (mm) | 최대간격 (mm) | 검토 결과 | S.F | |
|-------|-------|-----|--------------|---------|--------------|--------------|----------|-----|--------|
| 상부아치 | 1경간 | 좌측 | 1 | 292 | H19 - 8.0EA | 125 | 7816.810 | 0.K | 62.534 |
| | | 중앙부 | 2 | 292 | H25 - 8.0EA | 125 | 207.870 | 0.K | 1.663 |
| | | 우측 | 3 | 292 | H19 - 8.0EA | 125 | 7819.689 | 0.K | 62.558 |
| 하부슬래브 | 1경간 | 좌측 | 4 | 312 | H19 - 8.0EA | 125 | 683.118 | 0.K | 5.465 |
| | | 중앙부 | 5 | 312 | H25 - 8.0EA | 125 | 256.521 | 0.K | 2.052 |
| | | 우측 | 6 | 312 | H19 - 8.0EA | 125 | 680.348 | 0.K | 5.443 |
| 좌측벽체 | 1층 | 상부 | 7 | 292 | H25 - 8.0EA | 125 | 199.832 | 0.K | 1.599 |
| | | 하부 | 9 | 592 | H19 - 8.0EA | 125 | 763.206 | 0.K | 6.106 |
| 우측벽체 | 1층 | 상부 | 10 | 292 | H25 - 8.0EA | 125 | 198.219 | 0.K | 1.586 |
| | | 하부 | 12 | 592 | H19 - 8.0EA | 125 | 765.178 | 0.K | 6.121 |

나. 설계조건

1) 구조형식

- 지중 1 연 신설복통 (내공 : 3.4M × 3.4M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- Mortar (γ_{mort}) = 21.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 27804 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

- 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 20.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 11.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sd
- 종괴방지수준

- 7) 노면활하중 (D8-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 10.844 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 20.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 11.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 35.0°
- 정지토압계수 (K_o) = 1-sin ϕ = 0.428

9) 설계방법

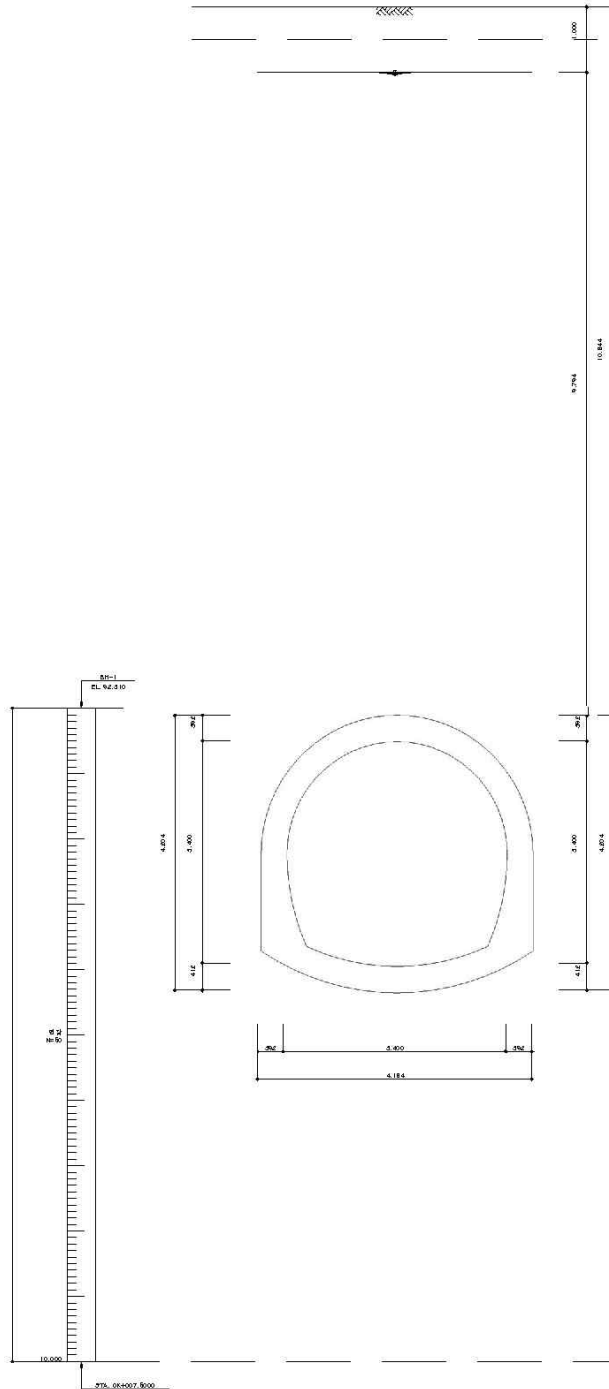
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 결점부보강 등)

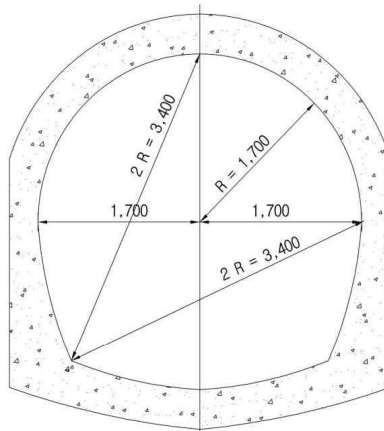
- 10) 사용프로그램 : midas FEA

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조설계기준, 해설 : 한국콘크리트학회(2007)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

다. 단면가정





라. 부력검토

: 부력에 대한 안전율 $F_s = 1.2 (R/B)$
 부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
 (최소토포피 $H = 10.844$ m 에 대하여 검토)

| | | | |
|------------------|---------|---|--------------------|
| 1) 구체자중 | | | |
| | 5.306 | × | 25.00 |
| | | | = 132.65 kN/m |
| 2) 상재 하중 | | | |
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 | × | 4.184 × 23.00 |
| - 흙의 자중(지하수위 이상) | : 0.500 | × | 4.184 × 20.00 |
| - 흙의 자중(지하수위 이하) | : 9.794 | × | 4.184 × 11.00 |
| - 지하수 자중 | : 9.794 | × | 4.184 × 10.00 |
| - 방수 Mortar | : 0.050 | × | 4.184 × 21.50 |
| | | | ∴ ∑ = 954.994 kN/m |

4) 측면마찰력

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다.
 [철도설계기준2004(노반편, p.170)]

5) 부력

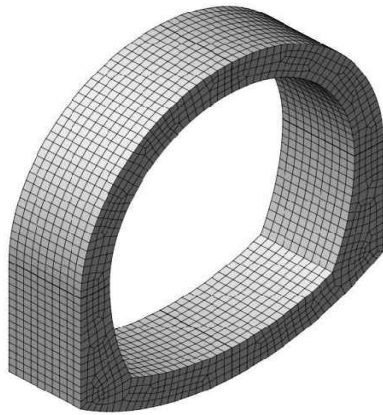
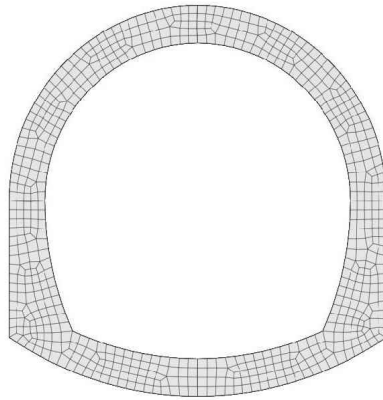
$$\begin{aligned}
 U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{구조물높이} + \text{토포피고} - \text{지하수위}) \\
 &= 4.184 \times 14.048 \times 10.000 \\
 &= 587.768 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

6) 안정검토

$$\begin{aligned}
 F_s &= R / U \\
 &= 1087.644 / 587.768 \\
 &= 1.850 > 1.200 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

마. 해석모델

- 사용프로그램 : midas FEA
- 요소 유형 : 3D
- 경계조건(상시) : 북동 하면에 연직방향으로 NLLink 적용
- 경계조건(지진시) : 북동 외면에 수직, 수평방향으로 스프링 적용



바. 지반반력계수 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

| | | | | | |
|----------------|----------|---|-------|---|-----------------------------|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 | × | 23.00 | = | 11.500 kN/m ² |
| - 토 사 | : 10.294 | × | 20.00 | = | 205.880 kN/m ² |
| - 방 수 | : 0.050 | × | 21.50 | = | 1.075 kN/m ² |
| ∴ Total Wd1 | | | | | = 218.455 kN/m ² |

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

| | | | | | |
|----------------|---------|---|-------|---|-----------------------------|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 | × | 23.00 | = | 11.500 kN/m ² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 | × | 20.00 | = | 10.000 kN/m ² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 9.794 | × | 11.00 | = | 107.734 kN/m ² |
| - 방 수 | : 0.050 | × | 21.50 | = | 1.075 kN/m ² |
| ∴ Total Wd2 | | | | | = 130.309 kN/m ² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용)

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W1) - 토피 4m 이상

$$- W1 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중 (W12)

$$- W12 = 4.260 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$W_h(Z) = (0.500 \times 23.00 + Z \times 20.000) \times 0.426$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$W_h(Z) = (0.500 \times 23.00 + 0.500 \times 20.000 + Z \times 11.000)$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

$$- W_w(Z) = Z \times 10.00$$

: 보통 외부에 수직으로 적용

사. 지반반력계수 (지진시-붕괴방지수준)

1) 지반탄성계수의 산정

※ 성토재 (심도 : 103.046 ~ 92.310m)

$$- V_0 \text{ (초기상태 전단파 속도)} = 80 \times N^{(1/3)} = 80 \times 35^{(1/3)} = 261.7 \text{ m/sec}$$

$$- V_s \text{ (붕괴방지수준의 전단파 속도)} = 0.8 \times V_0 = 0.8 \times 261.7 = 209.4 \text{ m/sec}$$

$$- G_d \text{ (전단탄성계수)} = w / g \times V_s^2 \quad (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)$$

$$= 20 / 9.810 \times 209.4^2 = 89395.0 \text{ kN/m}^2$$

$$- E_d \text{ (탄성계수)} = 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : 흙의 포아손 비)$$

$$= 2 \times (1 + 0.27) \times 89395.0 = 227063.3 \text{ kN/m}^2$$

※ 연암 (심도 : 82.310 ~ 82.310m)

- Vo (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$

- Vs (풍파방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times Vo = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$

- Gd (전단탄성계수) = $w / g \times Vs^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 22 / 9.810 \times 235.8^2 = 124693.0 \text{ kN/m}^2$

- Ed (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times Gd$ (ν : 흙의 포아손 비)
 $= 2 \times (1 + 0.27) \times 124693.0 = 316720.2 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수의 산정

(1) 상부슬래브 : 제1토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

$$K_{(B \times L)} = K_{(B \times B)} \times \frac{(1 + 0.5 \frac{B}{L})}{1.5} \quad \alpha = 2, L = 15.000m$$

$$Bv = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(4.184 \times 4.184)} = 4.184 \text{ m}$$

$$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times Ed = 1 / 0.3 \times 2 \times 316720.2 = 2111468.00 \text{ kN/m}^3$$

$$Kv(B \times B) = 2111468.000 \times (4.184 / 0.3)^{-3/4} = 292571.28 \text{ kN/m}^3$$

$$Kv(B \times L) = 0.76 \times Kv(B \times B) = 0.76 \times 292571.280 = 222354.17 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 222354.170 = 74118.06 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

$$K_{(B \times L)} = K_{(B \times B)} \times \frac{(1 + 0.5 \frac{B}{L})}{1.5} \quad \alpha = 2, L = 15.000m$$

$$Bv = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(4.184 \times 4.184)} = 4.184 \text{ m}$$

$$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times Ed = 1 / 0.3 \times 2 \times 316720.2 = 2111468.00 \text{ kN/m}^3$$

$$Kv(B \times B) = 2111468.000 \times (4.184 / 0.3)^{-3/4} = 292571.28 \text{ kN/m}^3$$

$$Kv(B \times L) = 0.76 \times Kv(B \times B) = 0.76 \times 292571.280 = 222354.17 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 222354.170 = 74118.06 \text{ kN/m}^3$$

(3) 축벽 : 제1토층 , 연암

① 수평방향 지반반력계수

$$K_{(H \times L)} = K_{(H \times H)} \times \frac{(1 + 0.5 \frac{H}{L})}{1.5} \quad \alpha = 2, L = 15.000m$$

$$Bh = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(4.204 \times 4.204)} = 4.204 \text{ m}$$

$$Kho = 1 / 0.3 \times \alpha \times Ed = 1 / 0.3 \times 2 \times 316720.2 = 2111468.00 \text{ kN/m}^3$$

$$Kh(B \times B) = 2111468.000 \times (4.204 / 0.3)^{-3/4} = 291526.75 \text{ kN/m}^3$$

$$Kh(B \times L) = 0.76 \times Kh(B \times B) = 0.76 \times 291526.750 = 221560.33 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$Kss = \lambda \times Kh = 1/3.0 \times 221560.330 = 73853.44 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

| 지반반력계수 | 계산식 | 해당 절점 |
|--------|---|-------------|
| Kv1 | $Kv \times (0.421/2 + 0.421/2) = 93611 \text{ kN/m}$ | 29,31~36,38 |
| Ksb1 | $Ksb \times (0.421/2 + 0.421/2) = 31204 \text{ kN/m}$ | |

- 축벽

| 지반반력계수 | 계산식 | 해당 절점 |
|--------|---|-------------------------|
| Kh1 | $Kh \times (0.422/2 + 0.422/2) = 93498 \text{ kN/m}$ | 16,18~23,25,42,44~49,51 |
| Kss1 | $Kss \times (0.422/2 + 0.422/2) = 31166 \text{ kN/m}$ | |

- 하부슬래브

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 출점 |
|--------|---|------------|
| Kv1 | $Kv \times (0.421/2 + 0.421/2) = 93611 \text{ kN/m}$ | 3,5~10, 12 |
| Ksb1 | $Ksb \times (0.421/2 + 0.421/2) = 31204 \text{ kN/m}$ | |

- 우라부

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 출점 |
|--------|--|--------|
| Kv1 | $Kv \times (0.392/2 + 0.421/2) = 90367 \text{ kN/m}$ | 1, 14 |
| Ksb1 | $Kh \times (0.422/2 + 0.412/2) = 92391 \text{ kN/m}$ | |
| Kv2 | $Kv \times (0.421/2 + 0.392/2) = 90367 \text{ kN/m}$ | 27, 40 |
| Ksb2 | $Kh \times (0.422/2 + 0.392/2) = 90175 \text{ kN/m}$ | |

3) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

| 재현주기 | 성능기준 | 기 능 수 행 | 불 과 방 지 |
|-------|------|---------|---------|
| | 50년 | | II 등급 |
| 100년 | | I 등급 | |
| 200년 | | 특 등급 | |
| 500년 | | | II 등급 |
| 1000년 | | | I 등급 |
| 2400년 | | | 특 등급 |

- 위험도 계수

| 재현주기 (년) | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 | 2400 |
|----------|------|------|------|------|------|------|
| 위험도계수, I | 0.40 | 0.57 | 0.73 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

| 지진구역 | 행정구역 | 구역계수, Z |
|------|---|---------|
| I | 시 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시 | 0.11 |
| | 도 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 | |
| II | 도 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도 | 0.07 |

③ 설계 지반 종류

| 지반 분류 | 지반종류의 호칭 | 상부 30m 에 대한 평균 지반 특성 | | |
|-------|----------------------|----------------------|---------------------------|-----------------|
| | | 전단파 속도 Z(m/s) | 표준관입시험 N(Nch) (blow/foot) | 비배수전단강도 Su(kPa) |
| Sa | 경암지반 | 1500초과 | - | - |
| Sb | 보통암지반 | 760에서 1500 | | |
| Sc | 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반 | 380에서 760 | > 50 | > 100 |
| Sd | 단단한 토사지반 | 180에서 380 | 15에서 50 | 50에서 100 |
| Se | 연약한 토사지반 | 180미만 | < 15 | < 50 |
| Sf | 부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반 | | | |

④ 지진계수 C_a, C_v

| 지역계수 | 지반종류 | 지진계수 | |
|------|------|-------|-------|
| | | C_a | C_v |
| 1 | Sa | 0.09 | 0.09 |
| | Sb | 0.11 | 0.11 |
| | Sc | 0.13 | 0.18 |
| | Sd | 0.16 | 0.23 |
| | Se | 0.22 | 0.37 |
| 2 | Sa | 0.05 | 0.05 |
| | Sb | 0.07 | 0.07 |
| | Sc | 0.08 | 0.11 |
| | Sd | 0.11 | 0.16 |
| | Se | 0.17 | 0.23 |

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $KH = 1 \times C_a = 1.40 \times 0.16 = 0.224$

아. 하중계산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

| | | |
|----------------|------------------|-----------------------------|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = 11.500 kN/m ² |
| - 토 사 | : 10.294 × 20.00 | = 205.880 kN/m ² |
| - 방수 | : 0.050 × 21.50 | = 1.075 kN/m ² |
| ∴ Total Wd1 | | = 218.455 kN/m ² |

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

| | | |
|----------------|-----------------|-----------------------------|
| - ASPHALT 포장하중 | : 0.500 × 23.00 | = 11.500 kN/m ² |
| - 흙(지하수위 이상) | : 0.500 × 20.00 | = 10.000 kN/m ² |
| - 흙(지하수위 이하) | : 9.794 × 11.00 | = 107.734 kN/m ² |
| - 방수 | : 0.050 × 21.50 | = 1.075 kN/m ² |
| ∴ Total Wd2 | | = 130.309 kN/m ² |

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용)

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W1) - 토피 4m 이상

- W1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (W2)

- W2 = 4.260 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$W_h(Z) = (0.500 \times 23.00 + Z \times 20.000) \times 0.426$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$W_h(Z) = (0.500 \times 23.00 + 0.500 \times 20.000 + Z \times 11.000)$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

- $W_w(Z) = Z \times 10.00$

: 복통 외부에 수직으로 적용

자. 하중계산 (지진시-붕괴방지수준)

1) 고유주기(Tg)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

| 지 반 | H _i (m) | V _{si} (m/sec) | γ (kN/m ³) | T _g ⁱ (sec) |
|-----|--------------------|-------------------------|------------------------|-----------------------------------|
| 성토재 | 10.736 | 209,400 | 20,000 | 0.205 |
| 면암 | 19.264 | 235,800 | 22,000 | 0.327 |
| 계 | | | | 0.532 |

$$T_g = 1.25 T_g^i = 1.25 \times 0.532 = 0.665 \text{ sec}$$

2) 통제주기(Ts)

$$T_s = C_v / (2.5 \times C_a) = 0.230 / (2.5 \times 0.160) = 0.575 \text{ sec}$$

$$T_o = 0.2 \times T_s = 0.2 \times 0.575 = 0.115 \text{ sec}$$

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 붕괴방지수준 : h = 0.2

$$\text{② 보정계수 } C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 = 0.667$$

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시 (재현주기 1000년적용)

- $0 \leq T_g < T_o$ 일때

$$S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / (T_o \times T_g)] \times g \times I \times C_d$$

- $T_o \leq T_g < T_s$ 일때

$$S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$$

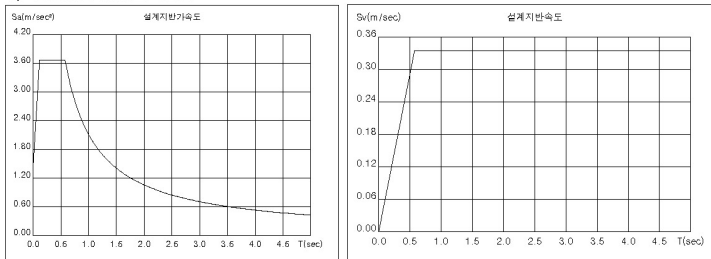
- $T_g \geq T_s$ 일때

$$S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 3.168 \text{ m/s}^2$$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시 (재현주기 1000년적용)

$$S_v = T_g / 2\pi \times S_a = 0.665 / 2\pi \times 3.168 = 0.335 \text{ m/s}$$

6) 설계응답 응답스펙트럼



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 침도 = 11.040 m
- 하부슬래브 침도 = 14.842 m
- 기반암 침도(H) = 30.000 m

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 0.665 \times \cos(\pi \times 11.040 / (2 \times 30.000)) = 0.037809$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 0.665 \times \cos(\pi \times 14.842 / (2 \times 30.000)) = 0.032184$$

$$Po = Ksb, top \times (U(Zu) - U(Zb)) \\ = 74118.060 \times (0.037809 - 0.032184) = 416.914 \text{ kN/m}^2$$

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$$

9) 주면 전단력

$$Uh1 = 1 / (\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu / (2 \times H))$$

$$Uh2 = 1 / (\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb / (2 \times H))$$

$$Vu = Gd \times Uh1$$

$$Vb = Gd \times Uh2$$

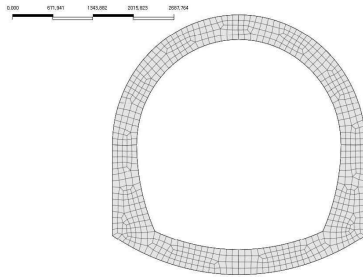
$$Vs = (Vu + Vb) / 2$$

10) 구체 관성력

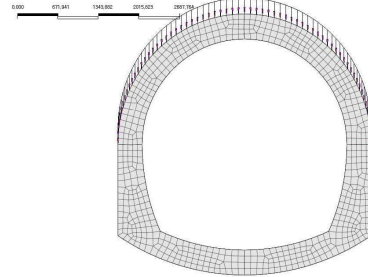
$$fi = Ai \times r \cos^2 c \times KH \times (1 - 0.015 \times Zi)$$

차. 하중재하도

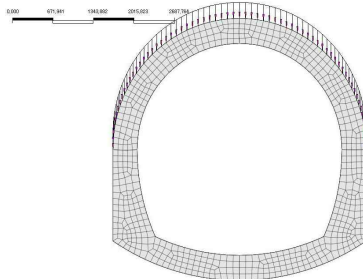
1) CASE1 - 구체자중(SW) : 프로그램 내 자동계산



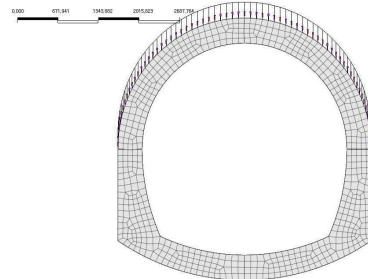
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



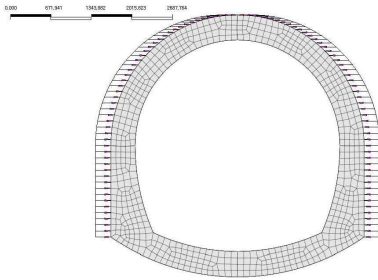
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



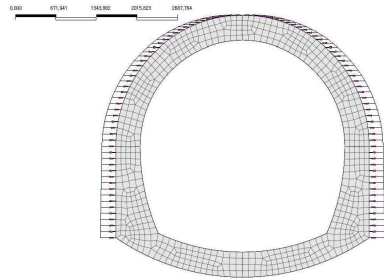
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



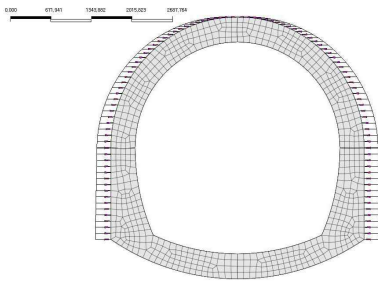
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



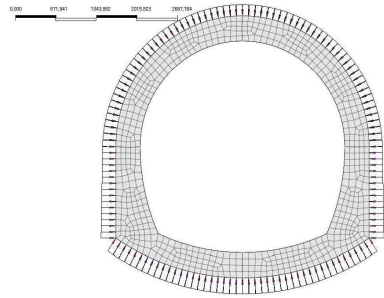
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB0)



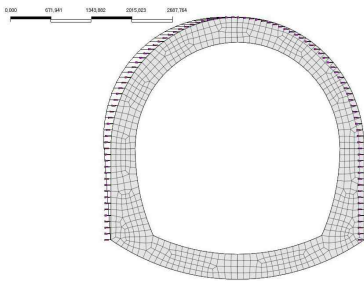
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBOW)



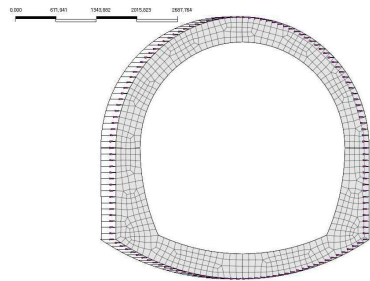
8) CASE8 - 수압(WATER)



9) CASE9 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



카. 하중계수 및 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0$ m 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.875$, $h = 10.844$ m

1) 계수하중

| 구분 | D | Hv | L | Hh | F | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| LC1 | 1.400 | 1.400 | | | | |
| LC2 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 1.600 | | |
| LC3 | 1.200 | | 1.000 | | | |
| LC4 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 0.800 | | |
| LC5 | 0.900 | 1.400 | | 1.600 | | |
| LC6 | 1.400 | 1.400 | | | 1.400 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | ● |
| LC8 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | ● |
| LC9 | 0.900 | 1.400 | | 1.600 | | ● |

2) 계수하중 편심최대

| 구분 | D | Hv | L | Hh | F | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| LC1 | 1.400 | 1.400 | | | | |
| LC2 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 1.600 | | |
| LC3 | 1.200 | | 1.000 | | | |
| LC4 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 0.800 | | |
| LC5 | 0.900 | 1.400 | | 1.600 | | |
| LC6 | 1.400 | 1.400 | | | 1.400 | ● |
| LC7 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 1.600 | 1.200 | ● |
| LC8 | 1.200 | 1.400 | 1.600 | 0.800 | 1.200 | ● |
| LC9 | 0.900 | 1.400 | | 1.600 | | ● |

3) 사용하중

| 구분 | D | Hv | L | Hh | F | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| LC1 | 1.000 | 1.000 | | | | |
| LC2 | 1.000 | 0.875 | 1.000 | 1.000 | | |
| LC3 | 1.000 | | 1.000 | | | |
| LC4 | 1.000 | 0.875 | 1.000 | 0.500 | | |
| LC5 | 1.000 | 0.875 | | 1.000 | | |
| LC6 | 1.000 | 1.000 | | | 1.000 | ● |
| LC7 | 1.000 | 0.875 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | ● |
| LC8 | 1.000 | 0.875 | 1.000 | 0.500 | 1.000 | ● |
| LC9 | 1.000 | 0.875 | | 1.000 | | ● |

4) 지진시(붕괴방지수준)

| 구분 | D | Hv | L | Hh | F | E | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|---|-------|-----------|
| LC1 | 1.200 | | 1.000 | | | 1.000 | |
| LC2 | 0.900 | 1.400 | | 1.600 | | 1.000 | |
| LC3 | 0.900 | 1.400 | | 1.000 | | 1.000 | |

타. 단면력 산정 (상시)

1) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 kN.m | B mm | H mm | 비고 | |
|-----------|---------|-----|------|--------|--------|---------------------|---------|---------|--------|--------|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 7.41 | 324.70 | 606.68 | 4.69 | 1000.00 | 392.00 | LC2, - |
| | | 중앙부 | 2 | 269.77 | 86.27 | 506.11 | 192.69 | 1000.00 | 392.00 | LC1, + |
| | | 우측 | 3 | 7.40 | 324.80 | 606.97 | 4.69 | 1000.00 | 392.00 | LC2, - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 84.02 | 358.29 | 521.32 | 56.28 | 1000.00 | 412.00 | LC5, - |
| | | 중앙부 | 5 | 259.63 | 24.31 | 483.28 | 185.45 | 1000.00 | 412.00 | LC1, + |
| | | 우측 | 6 | 83.65 | 358.28 | 521.30 | 56.46 | 1000.00 | 412.00 | LC5, - |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 274.95 | 26.27 | 719.23 | 196.39 | 1000.00 | 392.00 | LC1, - |
| | | 하부 | 9 | 140.74 | 180.30 | 675.18 | 100.53 | 1000.00 | 692.00 | LC8, - |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 276.01 | 26.40 | 719.57 | 197.15 | 1000.00 | 392.00 | LC1, - |
| | | 하부 | 12 | 140.46 | 180.23 | 675.32 | 100.33 | 1000.00 | 692.00 | LC8, - |

2) LC1

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 kN.m | B mm | H mm | 비고 | |
|-----------|---------|-----|------|--------|--------|---------------------|---------|---------|--------|--|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 6.59 | 324.70 | 343.32 | 4.71 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 269.77 | 0.45 | 30.47 | 192.69 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 6.59 | 324.80 | 344.42 | 4.71 | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 33.03 | 307.35 | 128.17 | 23.61 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 259.63 | 0.01 | 7.41 | 185.45 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 33.22 | 307.34 | 128.69 | 23.73 | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 274.95 | 11.92 | 670.05 | 196.39 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 9 | 140.33 | 18.56 | 654.09 | 100.24 | 1000.00 | 692.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 276.01 | 12.24 | 670.67 | 197.15 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 12 | 140.07 | 18.04 | 652.11 | 100.05 | 1000.00 | 692.00 | |

3) LC2

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 kN.m | B mm | H mm | 비고 | |
|-----------|---------|-----|------|--------|--------|---------------------|---------|---------|--------|--|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 7.41 | 150.36 | 546.02 | 4.45 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 122.38 | 0.04 | 396.79 | 79.26 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 7.40 | 150.49 | 546.54 | 4.45 | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 67.33 | 340.88 | 364.61 | 42.68 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 163.36 | 0.00 | 262.03 | 105.62 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 67.55 | 340.87 | 365.58 | 43.02 | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 115.44 | 24.14 | 704.77 | 75.38 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 9 | 133.10 | 126.97 | 656.45 | 85.43 | 1000.00 | 692.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 115.90 | 24.32 | 705.07 | 75.69 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 12 | 132.66 | 127.06 | 656.77 | 85.29 | 1000.00 | 692.00 | |

4) L03

| 구분 | 위 치 | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | | | |
|-----------|---------|------|-----|-------|-------------|-------|-------|---------|---------|--------|--|
| | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | | | |
| | | kN.m | kN | kN | | | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 0.88 | 19.75 | 25.93 | 0.52 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 중앙부 | 2 | 17.86 | 0.03 | 8.10 | 15.64 | | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 0.88 | 19.76 | 26.00 | 0.52 | | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 5.54 | 32.82 | 21.22 | 4.91 | 1000.00 | 412.00 | | |
| | | 중앙부 | 5 | 22.24 | 0.00 | 8.72 | 19.44 | | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 5.56 | 32.82 | 21.30 | 4.93 | | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 19.97 | 2.10 | 55.18 | 17.38 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 하부 | 9 | 14.72 | 5.07 | 69.76 | 12.93 | 1000.00 | 692.00 | | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 20.04 | 2.05 | 55.21 | 17.45 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 하부 | 12 | 14.70 | 5.11 | 69.67 | 12.91 | 1000.00 | 692.00 | | |

5) L04

| 구분 | 위 치 | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | | | |
|-----------|---------|------|-----|--------|-------------|--------|--------|---------|---------|--------|--|
| | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | | | |
| | | kN.m | kN | kN | | | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 7.23 | 240.79 | 457.09 | 4.34 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 중앙부 | 2 | 198.60 | 0.24 | 216.68 | 126.90 | | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 7.23 | 240.91 | 457.98 | 4.34 | | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 51.27 | 329.93 | 252.51 | 32.83 | 1000.00 | 412.00 | | |
| | | 중앙부 | 5 | 214.43 | 0.02 | 131.85 | 137.53 | | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 51.46 | 329.92 | 253.28 | 32.96 | | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 197.45 | 18.75 | 701.18 | 126.64 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 하부 | 9 | 138.98 | 58.22 | 686.19 | 89.11 | 1000.00 | 692.00 | | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 198.23 | 18.99 | 701.62 | 127.14 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 하부 | 12 | 138.74 | 58.53 | 685.37 | 88.95 | 1000.00 | 692.00 | | |

6) L05

| 구분 | 위 치 | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | | | |
|-----------|---------|------|-----|--------|-------------|--------|--------|---------|---------|--------|--|
| | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | | | |
| | | kN.m | kN | kN | | | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 7.31 | 137.93 | 520.79 | 4.25 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 중앙부 | 2 | 111.79 | 0.03 | 371.48 | 74.73 | | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 7.30 | 138.05 | 521.28 | 4.25 | | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 84.02 | 319.57 | 521.32 | 54.59 | 1000.00 | 412.00 | | |
| | | 중앙부 | 5 | 150.52 | 0.02 | 252.11 | 100.21 | | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 83.85 | 319.58 | 521.30 | 54.48 | | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 104.45 | 23.85 | 682.94 | 70.94 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 하부 | 9 | 124.09 | 121.97 | 619.41 | 81.48 | 1000.00 | 692.00 | | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 104.67 | 24.00 | 683.21 | 71.23 | 1000.00 | 392.00 | | |
| | | 하부 | 12 | 123.88 | 122.04 | 619.78 | 81.35 | 1000.00 | 692.00 | | |

7) L06

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | |
|-----------|---------|-----|------|--------|--------|-------------|--------|---------|--------|--|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 6.84 | 172.55 | 531.84 | 4.89 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 140.22 | 86.27 | 350.50 | 100.18 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 6.84 | 172.68 | 532.43 | 4.89 | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 83.04 | 358.01 | 406.80 | 45.03 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 176.42 | 24.31 | 383.54 | 126.01 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 83.26 | 358.00 | 407.66 | 45.18 | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 138.43 | 21.08 | 719.28 | 97.45 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 9 | 140.74 | 116.52 | 675.18 | 100.53 | 1000.00 | 692.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 136.98 | 21.30 | 719.57 | 97.85 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 12 | 140.46 | 116.68 | 675.32 | 100.33 | 1000.00 | 692.00 | |

8) L07

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | |
|-----------|---------|-----|------|--------|--------|-------------|-------|---------|--------|--|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 7.03 | 83.56 | 608.69 | 4.81 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 85.28 | 0.11 | 508.11 | 38.77 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 7.02 | 83.71 | 608.97 | 4.80 | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 76.92 | 358.29 | 485.98 | 56.28 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 124.18 | 0.03 | 483.28 | 83.55 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 77.18 | 358.28 | 497.03 | 56.46 | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 55.71 | 26.27 | 707.34 | 31.83 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 9 | 131.37 | 180.30 | 648.99 | 93.84 | 1000.00 | 692.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 55.96 | 26.40 | 707.52 | 31.98 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 12 | 131.14 | 180.23 | 650.22 | 93.46 | 1000.00 | 692.00 | |

9) L08

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | |
|-----------|---------|-----|------|--------|--------|-------------|--------|---------|--------|--|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 6.93 | 133.29 | 558.68 | 4.74 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 107.19 | 0.00 | 412.54 | 84.98 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 6.92 | 133.43 | 559.12 | 4.74 | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 88.08 | 352.28 | 434.33 | 50.76 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 152.24 | 0.03 | 391.57 | 101.10 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 88.31 | 352.25 | 435.27 | 50.83 | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 100.82 | 23.30 | 705.98 | 60.03 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 9 | 134.61 | 141.39 | 654.35 | 95.86 | 1000.00 | 692.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 101.24 | 23.47 | 705.63 | 60.28 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 12 | 134.36 | 141.44 | 654.95 | 95.48 | 1000.00 | 692.00 | |

10) LC9

| 구분 | 위 치 | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | | |
|-----------|---------|------|-----|-------|-------------|--------|-------|---------|--------|--|
| | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | | |
| | | kN.m | kN | kN | | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 4.06 | 94.93 | 305.34 | 2.24 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 77.78 | 0.04 | 205.22 | 53.46 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 4.06 | 94.93 | 305.34 | 2.24 | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 37.59 | 196.59 | 200.41 | 24.66 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 99.59 | 0.01 | 139.18 | 68.38 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 37.72 | 196.59 | 200.94 | 24.97 | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 74.59 | 12.90 | 405.42 | 52.28 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 9 | 77.80 | 68.88 | 392.09 | 52.55 | 1000.00 | 692.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 74.69 | 13.01 | 405.61 | 52.49 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 12 | 77.67 | 68.95 | 392.17 | 52.47 | 1000.00 | 692.00 | |

파. 단면력 산정 (지진시-붕괴방지수준)

1) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | 계수하중 | | | B | H | 비고 | | |
|-----------|---------|------|-----|--------|--------|--------|---------|--------|--------|
| | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 78.79 | 36.34 | 300.68 | 1000.00 | 392.00 | LC1, + |
| | | 중앙부 | 2 | 8.79 | 56.19 | 333.56 | 1000.00 | 392.00 | LC2, - |
| | | 우측 | 3 | 79.64 | 59.78 | 405.63 | 1000.00 | 392.00 | LC2, - |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 140.51 | 256.23 | 258.14 | 1000.00 | 412.00 | LC2, - |
| | | 중앙부 | 5 | 28.63 | 93.81 | 207.94 | 1000.00 | 412.00 | LC3, + |
| | | 우측 | 6 | 101.00 | 107.65 | 217.30 | 1000.00 | 412.00 | LC1, + |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 28.92 | 124.79 | 345.52 | 1000.00 | 392.00 | LC2, + |
| | | 하부 | 9 | 184.79 | 228.67 | 241.10 | 1000.00 | 692.00 | LC2, - |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 16.34 | 161.09 | 383.48 | 1000.00 | 392.00 | LC3, - |
| | | 하부 | 12 | 117.47 | 133.30 | 291.22 | 1000.00 | 692.00 | LC1, + |

2) LC1

| 구분 | 위 치 | 계수하중 | | | B | H | 비고 | | |
|-----------|---------|------|-----|--------|--------|-------|---------|--------|--|
| | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | |
| | | kN.m | kN | kN | | | | | |
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 78.79 | 36.34 | 46.53 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 중앙부 | 2 | 1.37 | 56.19 | 7.54 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 우측 | 3 | 76.46 | 32.96 | 58.38 | 1000.00 | 392.00 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 105.66 | 124.04 | 29.43 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 중앙부 | 5 | 2.44 | 93.80 | 6.98 | 1000.00 | 412.00 | |
| | | 우측 | 6 | 101.00 | 107.65 | 11.86 | 1000.00 | 412.00 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 13.23 | 124.79 | 3.87 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 9 | 123.95 | 140.39 | 3.93 | 1000.00 | 692.00 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 13.61 | 124.51 | 21.79 | 1000.00 | 392.00 | |
| | | 하부 | 12 | 117.47 | 133.30 | 45.13 | 1000.00 | 692.00 | |

하. 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | 지진시 | 적용값 | 비고 | |
|-----------|-------------|-----|----|--------|--------|--------|---|
| 상부 아치부 | 1 경 간 | 좌측 | 1 | 7.41 | 78.79 | 78.79 | + |
| | | 중앙부 | 2 | 289.77 | 8.79 | 289.77 | + |
| | | 우측 | 3 | 7.40 | 79.64 | 79.64 | - |
| 하부 슬래브 | 1 경 간 | 좌측 | 4 | 84.02 | 140.51 | 140.51 | - |
| | | 중앙부 | 5 | 259.63 | 28.83 | 259.63 | + |
| | | 우측 | 6 | 83.85 | 101.00 | 101.00 | + |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 274.95 | 28.92 | 274.95 | - |
| | | 하부 | 9 | 140.74 | 184.79 | 184.79 | - |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 278.01 | 18.34 | 278.01 | - |
| | | 하부 | 12 | 140.46 | 117.47 | 140.46 | - |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | 지진시 | 적용값 | 비고 | |
|-----------|-------------|-----|----|--------|--------|--------|--|
| 상부 아치부 | 1 경 간 | 좌측 | 1 | 324.70 | 36.34 | 324.70 | |
| | | 중앙부 | 2 | 86.27 | 56.19 | 86.27 | |
| | | 우측 | 3 | 324.80 | 59.76 | 324.80 | |
| 하부 슬래브 | 1 경 간 | 좌측 | 4 | 358.29 | 256.23 | 358.29 | |
| | | 중앙부 | 5 | 24.31 | 93.81 | 93.81 | |
| | | 우측 | 6 | 358.28 | 107.85 | 358.28 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 26.27 | 124.79 | 124.79 | |
| | | 하부 | 9 | 180.30 | 228.67 | 228.67 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 26.40 | 181.09 | 181.09 | |
| | | 하부 | 12 | 180.23 | 133.30 | 180.23 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | 지진시 | 적용값 | 비고 | |
|-----------|-------------|-----|----|--------|--------|--------|--|
| 상부 아치부 | 1 경 간 | 좌측 | 1 | 608.68 | 300.68 | 608.68 | |
| | | 중앙부 | 2 | 506.11 | 333.56 | 506.11 | |
| | | 우측 | 3 | 608.97 | 405.63 | 608.97 | |
| 하부 슬래브 | 1 경 간 | 좌측 | 4 | 521.32 | 258.14 | 521.32 | |
| | | 중앙부 | 5 | 483.28 | 207.94 | 483.28 | |
| | | 우측 | 6 | 521.30 | 217.30 | 521.30 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 719.23 | 345.52 | 719.23 | |
| | | 하부 | 9 | 675.16 | 241.10 | 675.16 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 719.57 | 383.48 | 719.57 | |
| | | 하부 | 12 | 675.32 | 281.22 | 675.32 | |

4) 사용모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | 지진시 | 적용값 | 비고 | |
|-----------|-------------|-----|----|--------|-----|--------|--|
| 상부 아치부 | 1 경 간 | 좌측 | 1 | 4.69 | | 4.69 | |
| | | 중앙부 | 2 | 192.69 | | 192.69 | |
| | | 우측 | 3 | 4.69 | | 4.69 | |
| 하부 슬래브 | 1 경 간 | 좌측 | 4 | 56.28 | | 56.28 | |
| | | 중앙부 | 5 | 185.45 | | 185.45 | |
| | | 우측 | 6 | 56.46 | | 56.46 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 198.39 | | 198.39 | |
| | | 하부 | 9 | 100.53 | | 100.53 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 197.15 | | 197.15 | |
| | | 하부 | 12 | 100.33 | | 100.33 | |

거. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | b | d | Mu | ΦM_n | req'd As | BAR | use'd As | S.F | |
|---------------|---------|-----|----|------|------|------------|-----------------|--------|-----------------|--------|------|
| | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm ² | | mm ² | | |
| 상부 아치 부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 292 | 78.79 | 211.98 | 813.3 | H19 - 8.0EA | 2292.0 | 2.69 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 292 | 269.77 | 353.75 | 2982.8 | H25 - 8.0EA | 4053.6 | 1.31 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 292 | 79.64 | 211.98 | 822.4 | H19 - 8.0EA | 2292.0 | 2.66 |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 1000 | 312 | 140.51 | 227.57 | 1377.6 | H19 - 8.0EA | 2292.0 | 1.62 |
| | | 중앙부 | 5 | 1000 | 312 | 259.63 | 381.32 | 2642.5 | H25 - 8.0EA | 4053.6 | 1.47 |
| | | 우측 | 6 | 1000 | 312 | 101.00 | 227.57 | 978.9 | H19 - 8.0EA | 2292.0 | 2.25 |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 1000 | 292 | 274.95 | 353.75 | 3046.4 | H25 - 8.0EA | 4053.6 | 1.29 |
| | | 하부 | 9 | 1000 | 592 | 164.79 | 445.77 | 828.8 | H19 - 8.0EA | 2292.0 | 2.71 |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 1000 | 292 | 276.01 | 353.75 | 3059.5 | H25 - 8.0EA | 4053.6 | 1.28 |
| | | 하부 | 12 | 1000 | 592 | 140.46 | 445.77 | 705.2 | H19 - 8.0EA | 2292.0 | 3.17 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | ΦV_c | Vu | ΦV_n | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 | |
|---------------|---------|-----|------------|-------|------------|--------|-----------------|--------|-----|-----------------|-------|-----|
| | | | kN | kN | kN | EA | mm ² | | mm | mm ² | | |
| 상부 아치 부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 189.7 | 324.7 | 421.62 | 4.00 | 462.47 | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| | | 중앙부 | 2 | 189.7 | 86.3 | 189.66 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| | | 우측 | 3 | 189.7 | 324.8 | 421.62 | 4.00 | 462.81 | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 202.6 | 358.3 | 450.50 | 4.00 | 498.85 | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| | | 중앙부 | 5 | 202.6 | 93.8 | 202.65 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| | | 우측 | 6 | 202.6 | 358.3 | 450.50 | 4.00 | 498.81 | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 189.7 | 124.8 | 189.66 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| | | 하부 | 9 | 384.5 | 228.7 | 384.52 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 189.7 | 161.1 | 189.66 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |
| | | 하부 | 12 | 384.5 | 180.2 | 384.52 | 4.00 | - | H16 | 300 | 794.4 | 0.K |

■ TITLE : 상부아치부(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 392.0 | 292.0 | 100.0 | 78.8 | 324.7 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = A_s \times f_y = 2292.0 \times 400 = 916800 \text{ N}$

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$

$T = C$ 이므로, $a = 39.9 \text{ mm}, c = 39.9 / \beta_1 = 39.9 / 0.85 = 47.0 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (292.0 - 47.0) / 47.0 = 0.01564$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 813.3 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 , [사용률 = 2.82]

1단 : H 19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035$ 적용

$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$

$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00785$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, \therefore O.K

* 휨에 대한 검토

$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.0 \times 400 \times (292.0 - a/2) = 211.98 \text{ kN.m}$

; $a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.9 \text{ mm}$

$\geq M_u \therefore$ O.K [안전률 = 2.69]

* 전단에 대한 검토 (d = 292 mm)

$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$

$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 292 = 189.7 \text{ kN}$

$V_u = 324.7 \text{ kN}$

$\Phi V_c < V_u,$ 전단보강 필요

$A_{v_req} = (324.7 - 189.7) \times 300 / (\Phi \times 400 \times 292) \times 1000 = 462.5 \text{ mm}^2$

$A_{v_use} = 794.4 \text{ mm}^2$ (D 16 - 4 EA, C.T.C 300 mm)

$V_s = 794.4 \times 400 \times 292 / 300 \times 1000 = 309.3 \text{ kN}$

$V_{s_Max} = 2/3 \times \sqrt{27} / 3 \times 1000.00 \times 292 \times 1000 = 1011.5 \text{ kN} \geq V_s \therefore$ O.K

$\Phi V_n = 0.75 \times (252.9 + 309.3) = 421.6 \geq V_u \therefore$ O.K

■ TITLE : 상부아치부 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 파복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 392.0 | 292.0 | 100.0 | 269.8 | 86.3 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.6 \times 400 = 1621440 \text{ N}$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.7 \text{ mm, } c = 70.7 / \beta_1 = 70.7 / 0.85 = 83.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (292.0 - 83.1) / 83.1 = 0.00754$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{\Phi} - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2982.8 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² , [사용률 = 1.36]

1단 : H 25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.01388$$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, \therefore O.K

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (292.0 - a/2) = 353.75 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.7 \text{ mm}$$

$$\geq M_u \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률} = 1.31]$$

* 전단에 대한 검토 (d = 292 mm)

$$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 292 = 189.7 \text{ kN}$$

$$V_u = 86.3 \text{ kN}$$

$\Phi V_c \geq V_u$, 전단보강 불필요

■ TITLE : 상부아치부(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 파복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 392.0 | 292.0 | 100.0 | 79.6 | 324.8 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = A_s \times f_y = 2292.0 \times 400 = 916800 \text{ N}$

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$

$T = C$ 이므로, $a = 39.9 \text{ mm}, c = 39.9 / \beta_1 = 39.9 / 0.85 = 47.0 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (292.0 - 47.0) / 47.0 = 0.01564$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \text{ ----- ①}$

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- ②}$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 822.4 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm², [사용률 = 2.79 %]

1단 : H 19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035$ 적용

$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$

$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00785$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, \therefore O.K

* 휨에 대한 검토

$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.0 \times 400 \times (292.0 - a/2) = 211.98 \text{ kN.m}$

; $a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.9 \text{ mm}$

$\geq M_u \therefore$ O.K [안전률 = 2.66 %]

* 전단에 대한 검토 (d = 292 mm)

$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$

$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 292 = 189.7 \text{ kN}$

$V_u = 324.8 \text{ kN}$

$\Phi V_c < V_u,$ 전단보강 필요

$A_{v_req} = (324.8 - 189.7) \times 300 / (\Phi \times 400 \times 292) \times 1000 = 462.8 \text{ mm}^2$

$A_{v_use} = 794.4 \text{ mm}^2$ (D 16 - 4 EA, C.T.C 300 mm)

$V_s = 794.4 \times 400 \times 292 / 300 \times 1000 = 309.3 \text{ kN}$

$V_{s_Max} = 2/3 \times \sqrt{27} / 3 \times 1000.00 \times 292 \times 1000 = 1011.5 \text{ kN} \geq V_s \therefore$ O.K

$\Phi V_n = 0.75 \times (252.9 + 309.3) = 421.6 \geq V_u \therefore$ O.K

■ TITLE : 하부슬래브(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 412.0 | 312.0 | 100.0 | 140.5 | 358.3 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.0 \times 400 = 916800 \text{ N}$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.9 \text{ mm, } c = 39.9 / \beta_1 = 39.9 / 0.85 = 47.0 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (312.0 - 47.0) / 47.0 = 0.01692$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1377.6 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm², [사용률 = 1.66 %]

$$1\text{단} : H 19 - 8.0 \text{ EA } (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.0035 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00735$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.0 \times 400 \times (312.0 - a/2) = 227.57 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.9 \text{ mm}$$

$$\geq M_u \quad \therefore \text{O.K. [안전률 = 1.62]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 312 mm)

$$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 312 = 202.6 \text{ kN}$$

$$V_u = 358.3 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c < V_u, \quad \text{전단보강 필요}$$

$$A_{v_req} = (358.3 - 202.6) \times 300 / (\Phi \times 400 \times 312) \times 1000 = 498.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (D 16 - 4 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 794.4 \times 400 \times 312 / 300 \times 1000 = 330.5 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2/3 \times \sqrt{27} / 3 \times 1000.00 \times 312 \times 1000 = 1080.8 \text{ kN} \geq V_s \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (270.2 + 330.5) = 450.5 \geq V_u \quad \therefore \text{O.K.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 파복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 412.0 | 312.0 | 100.0 | 259.6 | 93.8 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = A_s \times f_y = 4053.6 \times 400 = 1621440 \text{ N}$

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$

$T = C$ 이므로, $a = 70.7 \text{ mm}, c = 70.7 / \beta_1 = 70.7 / 0.85 = 83.1 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (312.0 - 83.1) / 83.1 = 0.00826$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2)$ ----- ①

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ----- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2642.5 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm^2 , [사용률 = 1.53]

1단 : H 25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

* 철근비 검토

$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035$ 적용

$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$

$\rho_{use} = A_s / bd = 0.01299$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, $\therefore O.K$

* 휨에 대한 검토

$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (312.0 - a/2) = 381.32 \text{ kN.m}$

; $a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.7 \text{ mm}$

$\geq M_u \therefore O.K$ [안전률 = 1.47]

* 전단에 대한 검토 (d = 312 mm)

$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$

$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 312 = 202.6 \text{ kN}$

$V_u = 93.8 \text{ kN}$

$\Phi V_c \geq V_u$, 전단보강 불필요

■ TITLE : 하부슬래브(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 412.0 | 312.0 | 100.0 | 101.0 | 358.3 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.0 \times 400 = 916800 \text{ N}$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.9 \text{ mm, } c = 39.9 / \beta_1 = 39.9 / 0.85 = 47.0 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (312.0 - 47.0) / 47.0 = 0.01692$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \text{ ----- ①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- ②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 978.9 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm², [사용률 = 2.34]

1단 : H 19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00735$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.0 \times 400 \times (312.0 - a/2) = 227.57 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.9 \text{ mm}$$

$$\geq M_u \therefore \text{O.K [안전률 = 2.25]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 312 mm)

$$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 312 = 202.6 \text{ kN}$$

$$V_u = 358.3 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c < V_u, \text{ 전단보강 필요}$$

$$A_{v_req} = (358.3 - 202.6) \times 300 / (\Phi \times 400 \times 312) \times 1000 = 498.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (D 16 - 4 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 794.4 \times 400 \times 312 / 300 \times 1000 = 330.5 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2/3 \times \sqrt{27} / 3 \times 1000.00 \times 312 \times 1000 = 1080.8 \text{ kN} \geq V_s \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (270.2 + 330.5) = 450.5 \geq V_u \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 파복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 392.0 | 292.0 | 100.0 | 275.0 | 124.8 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = A_s \times f_y = 4053.6 \times 400 = 1621440 \text{ N}$

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$

$T = C$ 이므로, $a = 70.7 \text{ mm}, c = 70.7 / \beta_1 = 70.7 / 0.85 = 83.1 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (292.0 - 83.1) / 83.1 = 0.00754$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{\Phi} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} \right) \Rightarrow A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3046.4 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm², [사용률 = 1.33]

1단 : H 25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035$ 적용

$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$

$\rho_{use} = A_s / bd = 0.01388$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, \therefore O.K

* 휨에 대한 검토

$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (292.0 - a/2) = 353.75 \text{ kN.m}$

; $a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.7 \text{ mm}$

$\geq M_u \therefore$ O.K [안전률 = 1.29]

* 전단에 대한 검토 (d = 292 mm)

$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$

$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 292 = 189.7 \text{ kN}$

$V_u = 124.8 \text{ kN}$

$\Phi V_c \geq V_u$, 전단보강 불필요

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 파폭(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 692.0 | 592.0 | 100.0 | 164.8 | 228.7 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.0 \times 400 = 916800 \text{ N}$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.9 \text{ mm, } c = 39.9 / \beta_1 = 39.9 / 0.85 = 47.0 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (592.0 - 47.0) / 47.0 = 0.03479$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 828.8 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm², [사용률 = 2.77 %]

1단 : H 19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00387$$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, \therefore O.K

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.0 \times 400 \times (592.0 - a/2) = 445.77 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.9 \text{ mm}$$

$$\geq M_u \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률} = 2.71 \%]$$

* 전단에 대한 검토 (d = 496 mm)

$$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 496 = 322.2 \text{ kN}$$

$$V_u = 228.7 \text{ kN}$$

$\Phi V_c \geq V_u$, 전단보강 불필요

■ TITLE : 우측벽체 상부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 파복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 392.0 | 292.0 | 100.0 | 276.0 | 161.1 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = A_s \times f_y = 4053.6 \times 400 = 1621440 \text{ N}$

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$

$T = C$ 이므로, $a = 70.7 \text{ mm}$, $c = 70.7 / \beta_1 = 70.7 / 0.85 = 83.1 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (292.0 - 83.1) / 83.1 = 0.00754$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2)$ ----- ①

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ ----- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{\Phi} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} \right)$$

$$A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3059.5 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm², [사용률 = 1.32]

1단 : H 25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325$, $\rho_{min} = 0.0035$ 적용

$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$

$\rho_{use} = A_s / bd = 0.01388$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, $\therefore O.K$

* 휨에 대한 검토

$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (292.0 - a/2) = 353.75 \text{ kN.m}$

; $a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.7 \text{ mm}$

$\geq M_u \therefore O.K$ [안전률 = 1.28]

* 전단에 대한 검토 (d = 292 mm)

$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$

$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 292 = 189.7 \text{ kN}$

$V_u = 161.1 \text{ kN}$

$\Phi V_c \geq V_u$, 전단보강 불필요

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 파복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 692.0 | 592.0 | 100.0 | 140.5 | 180.2 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = A_s \times f_y = 2292.0 \times 400 = 916800 \text{ N}$

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.0 = 22950 \times a$

$T = C$ 이므로, $a = 39.9 \text{ mm}, c = 39.9 / \beta_1 = 39.9 / 0.85 = 47.0 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (592.0 - 47.0) / 47.0 = 0.03479$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 705.2 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm², [사용률 = 3.25 %]

1단 : H 19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.0035$

$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.0035$ 적용

$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$

$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00387$

$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow$ 철근비 만족, \therefore O.K

* 휨에 대한 검토

$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.0 \times 400 \times (592.0 - a/2) = 445.77 \text{ kN.m}$

; $a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.9 \text{ mm}$

$\geq M_u \therefore$ O.K [안전률 = 3.17 %]

* 전단에 대한 검토 (d = 496 mm)

$\Phi V_c = 0.75/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$

$= 0.75/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 496 = 322.2 \text{ kN}$

$V_u = 180.2 \text{ kN}$

$\Phi V_c \geq V_u$, 전단보강 불필요

너. 수평철근 검토

1) 상부아치부 : 좌측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 392 \times 0.0020 = 784.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 784.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2292.0 \times 0.20 = 458.4 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 458.4 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부아치부 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 392 \times 0.0020 = 784.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 784.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 4053.6 \times 0.20 = 810.72 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 810.7 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부아치부 : 우측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 392 \times 0.0020 = 784.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 784.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2292.0 \times 0.20 = 458.4 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 458.4 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 좌측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 412 \times 0.0020 = 824.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 824.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2292.0 \times 0.20 = 458.40 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 458.4 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 412 \times 0.0020 = 824.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 824.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 4053.6 \times 0.20 = 810.7 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 810.7 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 하부슬래브 : 우측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 412 \times 0.0020 = 824.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 824.0 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2292.0 \times 0.20 = 458.4 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 458.4 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 상부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 392 \times 0.0020 = 784.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 784.0 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 4053.6 \times 0.20 = 810.7 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 810.7 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

9) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 692 \times 0.0020 = 1384.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 1384.0 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2292.0 \times 0.20 = 458.4 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 458.4 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

10) 우측벽체 : 상부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 392 \times 0.0020 = 784.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 784.0 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 4053.6 \times 0.20 = 810.7 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 810.7 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

12) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 692 \times 0.0020 = 1384.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 6.7 EA} = 1910.0 \text{ mm}^2 \geq 1384.0 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2292.0 \times 0.20 = 458.4 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= H \text{ 19 - 3.3 EA} = 955.0 \text{ mm}^2 \geq 458.4 \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

더. 사용성(균열) 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

| 구분 | 부재 위치 | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근간격 (mm) | 최대간격 (mm) | 검토 결과 | S.F | |
|-----------|---------|-----|--------------|---------|--------------|--------------|----------|-----|--------|
| 상부 아치부 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 292 | H19 - 8.0EA | 125 | 7816.810 | 0.K | 62.534 |
| | | 중앙부 | 2 | 292 | H25 - 8.0EA | 125 | 207.870 | 0.K | 1.663 |
| | | 우측 | 3 | 292 | H19 - 8.0EA | 125 | 7819.689 | 0.K | 62.558 |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 4 | 312 | H19 - 8.0EA | 125 | 683.118 | 0.K | 5.465 |
| | | 중앙부 | 5 | 312 | H25 - 8.0EA | 125 | 256.521 | 0.K | 2.052 |
| | | 우측 | 6 | 312 | H19 - 8.0EA | 125 | 680.348 | 0.K | 5.443 |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 상부 | 7 | 292 | H25 - 8.0EA | 125 | 199.832 | 0.K | 1.599 |
| | | 하부 | 9 | 592 | H19 - 8.0EA | 125 | 763.206 | 0.K | 6.106 |
| 우측 벽체 | 1 층 | 상부 | 10 | 292 | H25 - 8.0EA | 125 | 198.219 | 0.K | 1.586 |
| | | 하부 | 12 | 592 | H19 - 8.0EA | 125 | 765.178 | 0.K | 6.121 |

1) 상부아치부 좌측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \bar{x}/3)] = 4.9 \times 10^6 / [2292.0 \times (292.0 - 82.1 / 3)] = 8.06 \text{ Mpa}$$

$$\bar{x} = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 2292.0 / 1000 + 7 \times 2292.0 / 1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 292.0) / (7 \times 2292.0)]}$$

$$= 82.1 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/8.06) - 2.5 \times 90.50 = 9544.76 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 8.06) = 7816.81 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 7816.81 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 7816.8 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 상부아치부 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \bar{x}/3)] = 192.7 \times 10^6 / [4053.6 \times (292.0 - 103.4 / 3)] = 184.59 \text{ Mpa}$$

$$\bar{x} = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 4053.6 / 1000 + 7 \times 4053.6 / 1000 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 292.0) / (7 \times 4053.6)]}$$

$$= 103.4 \text{ mm}$$

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 25 / 2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/184.59) - 2.5 \times 87.50 = 207.87 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 184.59) = 341.296 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 207.87 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 207.9 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

3) 상부아치부 우측

① 응력 산정

$$f_s = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 4.9 \times 10^6 / [2292.0 \times (292.0 - 82.1 / 3)]$$

$$= 8.06 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 2292.0 / 1000 + 7 \times 2292.0 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 292.0) / (7 \times 2292.0)]}$$

$$= 82.1 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
 1단 : H19 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 8.06) - 2.5 \times 90.50 = 9548.36 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 8.06) = 7819.69 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 7819.69 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 7819.7 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

4) 하부슬래브 좌측

① 응력 산정

$$f_s = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 56.3 \times 10^6 / [2292.0 \times (312.0 - 85.3 / 3)]$$

$$= 86.60 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 2292.0 / 1000 + 7 \times 2292.0 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 312.0) / (7 \times 2292.0)]}$$

$$= 85.3 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
 1단 : H19 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 86.60) - 2.5 \times 90.50 = 683.118 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 86.60) = 727.495 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 683.118 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 683.1 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 185.5 \times 10^6 / [4053.6 \times (312.0 - 107.7 / 3)]$$

$$= 165.70 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 4053.6 / 1000 + 7 \times 4053.6 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 312.0) / (7 \times 4053.6)]}$$

$$= 107.7 \text{ mm}$$

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 25 / 2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 165.70) - 2.5 \times 87.50 = 256.521 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 165.70) = 380.217 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 256.521 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 256.5 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

6) 하부슬래브 우측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 56.5 \times 10^6 / [2292.0 \times (312.0 - 85.3 / 3)]$$

$$= 86.86 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 2292.0 / 1000 + 7 \times 2292.0 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 312.0) / (7 \times 2292.0)]}$$

$$= 85.3 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 86.86) - 2.5 \times 90.50 = 680.348 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 86.86) = 725.278 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 680.348 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 680.3 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 196.4 \times 10^6 / [4053.6 \times (292.0 - 103.4 / 3)]$$

$$= 188.14 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 4053.6 / 1000 + 7 \times 4053.6 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 292.0) / (7 \times 4053.6)]}$$

$$= 103.4 \text{ mm}$$

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 25 / 2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/188.14) - 2.5 \times 87.50 = 199.832 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 188.14) = 334.866 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 199.832 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 199.8 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

8) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 100.5 \times 10^6 / [2292.0 \times (592.0 - 122.7 / 3)]$$

$$= 79.59 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 2292.0 / 1000 + 7 \times 2292.0 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 592.0) / (7 \times 2292.0)]}$$

$$= 122.7 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/79.59) - 2.5 \times 90.50 = 763.206 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 79.59) = 791.565 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 763.206 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 763.2 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

9) 우측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 197.2 \times 10^6 / [4053.6 \times (292.0 - 103.4 / 3)]$$

$$= 188.86 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 4053.6 / 1000 + 7 \times 4053.6 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 292.0) / (7 \times 4053.6)]}$$

$$= 103.4 \text{ mm}$$

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 25 / 2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/188.86) - 2.5 \times 87.50 = 198.219 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 188.86) = 333.575 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 198.219 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 198.2 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

10) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 100.3 \times 10^6 / [2292.0 \times (592.0 - 122.7 / 3)]$$

$$= 79.43 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 2292.0 / 1000 + 7 \times 2292.0 / 1000$$

$$\times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000 \times 592.0) / (7 \times 2292.0)]}$$

$$= 122.7 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 8.0EA

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.0 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210/f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210/79.43) - 2.5 \times 90.50 = 765.178 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 79.43) = 793.143 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 765.178 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \quad E_a = 125.00 \leq S_a (= 765.2 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

러. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = $155.238 / 4.184 = 37.103 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 218.455 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m^2

3) 내부 수압

- 암거내부수압 = 27.200 kN/m^2

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 37.10 + 218.46 + 10.00 + 27.20 \\ &= 292.76 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$$Q_u = \alpha c N_c + q N_q + \beta r_1 B' N_r$$

Q_u : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

q : 상재하중 (kN/m^2), $q = r_2 \times D_f$

r_1, r_2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m^3)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

D_f : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (직사각형, $\alpha = 1 + 0.3 B'/L$, $\beta = 0.5 - 0.1 B'/L$)

N_c, N_q, N_r : 지지력 계수

$$c = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad r_1 = 11.000 \text{ kN/m}^3 \quad r_2 = 11.000 \text{ kN/m}^3$$

$$D_f = 1.000 \text{ m} \quad B = 4.184 \text{ m} \quad q = 11.000 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 15.000 \text{ m}$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{12N} = 39.49, \quad N = 50$$

$$N_q = a^2 / (2 \cos^2 (45 + \Phi/2)) = 75.67, \quad a = e^{[(0.75\pi - \Phi/2) \tan \Phi]} = 5.248$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi = 90.60$$

$$N_r = \tan \Phi / 2 \times (K_{pr} / \cos^2 \Phi - 1) = 87.17$$

$$Q_u = 1.084 \times 0.000 \times 90.599 + 11.000 \times 75.671 + 0.472 \times 11.000 \times 4.184 \times 88.997$$

$$Q_u = 1.0837 \times 0.000 \times 90.60 + 11.000 \times 75.67$$

$$+ 0.4721 \times 11.000 \times 4.184 \times 87.17$$

$$= 2726.46 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_a = Q_u / 3 = 908.82 \text{ kN/m}^2 > 600.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_a^1 = 600.00 \text{ kN/m}^2 > Q_{\max} = 292.76 \text{ kN/m}^2 \quad 0.K$$

3.2.2 취수터널 내진설계 검토 결과

앞에서 살펴본 취수터널(복통)은 「콘크리트 구조설계기준(국토해양부, 2007)」과 「콘크리트 구조설계기준·해설(한국콘크리트학회, 2007)」 및 「도로교설계기준(건설교통부, 2005)」에 따라 상시와 지진시(붕괴방지수준)로 구분하여 지반반력계수와 하중을 산정하고, 하중조합에 따른 구조해석을 통해 산정된 구조물의 단면력에 기초하여 단면과 철근량, 사용성(균열) 검토 및 기초지반의 지지력을 확인하는 순으로 설계를 하였다.

내진성능 평가방법 등이 제시된 지침이나 기준이 없는 경우의 내진성능 평가는 내진설계를 기본으로 기존 시설물의 특성을 고려한 계수 등을 적용하여 진행하는 것이 합리적이므로, 앞에서 살펴본 취수터널(복통)의 내진설계 방법을 토대로 내진성능 평가방법을 다음과 같이 검토하였다.

내진성능목표 및 수준은 내진설계와 동일하게 내진성능평가에서도 체제와 동일한 수준을 따르도록 한다.

내진설계 방법을 좀더 상세하게 살펴보면, 구조물과 지반의 접촉면이 완전부착상태라는 가정하에 지반반력계수를 적용하였으며, 지반변위와 주면전단력을 하중으로 하는 ‘응답변위법’에 따라 내진해석을 수행하였다.

‘응답변위법’은 간편하면서도 합리적인 결과 얻을 수 있는 장점으로 인해 최근 취수터널(복통)과 같은 지중구조물의 내진해석에 일반적으로 적용되고 있는 해석법이므로 내진설계 뿐만 아니라 내진성능평가에도 동일하게 적용하여 해석방법의 일관성을 꾀할 필요가 있다.

하중계수 및 하중조합은 최신의 「콘크리트구조기준」에 제시된 하중조합 중에서 지진하중(E)이 포함된 모든 조합을 고려하고, 그중 최대값을 소요강도로 산정하여 단면 및 기초지지력 검토를 수행한다.

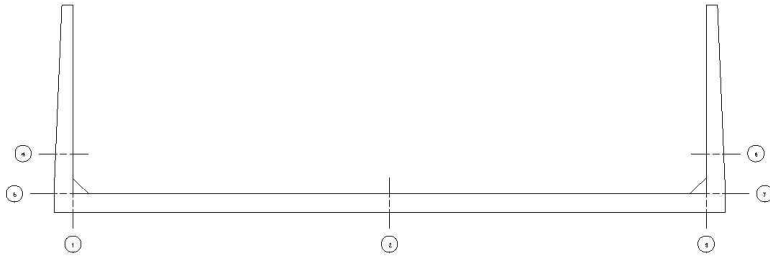
취수터널(복통)의 사용성(균열) 검토는 상시에 해당되며, 철근량 검토는 현 배근상태를 고려하여 단면검토를 수행하므로 별도의 검토는 수행하지 아니한다. 또한, 취수터널(복통)은 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 3차원 솔리드 요소를 사용한 복잡한 모델링 보다는 2차원 보요소를 사용한 평면 해석을 수행하여도 무방하다.

단면검토에 사용되는 강도감소계수 ϕ 는 설계에 적용되는 값을 사용하여도 무방하나, 평가를 위한 강도감소계수를 적용하고자 한다면 「콘크리트 구조기준(국토해양부, 2012)」의 ‘20.3.4 평가를 위한 강도감소계수’에 제시된 강도감소계수 ϕ 를 적용할 수 있다.

3.3 여수로·방수로

3.3.1 U형 수로암거 설계 사례

가. 설계요약



■ 기초 검토

| 구분 | Qmax(kN) | Qu(kN) | Qa(kN) | 비 고 |
|------|----------|----------|----------|-----|
| 직접기초 | 21.576 | 1383.047 | 1000.000 | 0.K |

■ 부력 검토

| 구분 | B(양압력) | R(저항력) | SF | 비 고 |
|------|--------|---------|-------|-----|
| 직접기초 | 360.4 | 457.415 | 1.269 | 0.K |

■ 단면 휨 설계

| 구분 | 부재 위치 | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F | |
|--------|---------|-----|----|------|------|--------|-----------------|---------|------------------------------|---------|------|
| | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm ² | | mm ² | | |
| 하부 수레브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 667 | 579.46 | 673.53 | 2648.10 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.16 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 500 | 270.91 | 374.07 | 1640.51 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.38 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 667 | 584.75 | 673.53 | 2673.18 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.15 |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 447 | 249.38 | 387.87 | 1697.52 | H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 2694.40 | 1.56 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 667 | 518.98 | 673.53 | 2362.57 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.30 |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 447 | 249.39 | 387.87 | 1697.61 | H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 2694.40 | 1.56 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 667 | 521.48 | 673.53 | 2374.35 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.29 |

■ 수평철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | 단면적비 | | | 주철근 20% | | | |
|--------|---------|-----|-------|--------|--------|---------|-------|--------|-----|
| | | | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | 필요철근량 | 사용철근량 | 비고 | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1200.0 | 1986.0 | 0.K | 619.4 | 1324.7 | 0.K |
| | | 중앙부 | 2 | 1200.0 | 1986.0 | 0.K | 458.4 | 1324.7 | 0.K |
| | | 우측 | 3 | 1200.0 | 1986.0 | 0.K | 619.4 | 1324.7 | 0.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 1093.8 | 1986.0 | 0.K | 538.9 | 1324.7 | 0.K |
| | | 하부 | 5 | 1179.2 | 2647.3 | 0.K | 619.4 | 1324.7 | 0.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 1093.8 | 1986.0 | 0.K | 538.9 | 1324.7 | 0.K |
| | | 하부 | 7 | 1179.2 | 2647.3 | 0.K | 619.4 | 1324.7 | 0.K |

■ 전단철근 검토

| 구분 | 부재 위치 | | ΦVc | V_u | ΦV_n | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비고 | |
|--------|---------|-----|-----------|-------|------------|--------|-----------------|-----|-----|-----------------|--------|-----|
| | | | kN | kN | kN | EA | mm ² | | mm | mm ² | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 487.1 | 119.8 | 550.49 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 중앙부 | 2 | 487.1 | 24.7 | 550.49 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 우측 | 3 | 487.1 | 113.1 | 550.49 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 290.3 | 162.5 | 346.87 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 하부 | 5 | 324.8 | 221.6 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 290.3 | 162.5 | 346.87 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 223.7 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

| 구분 | 부재 위치 | | 유효높이 (mm) | 인장사용철근량 | 철근간격 (mm) | 최대간격 (mm) | 검토 결과 | S.F | |
|--------|---------|-----|--------------|---------|---------------------------|--------------|----------|-----|-------|
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 667 | H22 - 8.0EA | 125 | 202,560 | 0.K | 1.620 |
| | | 중앙부 | 2 | 500 | H19 - 8.0EA | 125 | 205,415 | 0.K | 1.643 |
| | | 우측 | 3 | 667 | H22 - 8.0EA | 125 | 199,359 | 0.K | 1.595 |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 447 | H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 334,933 | 0.K | 2.679 |
| | | 하부 | 5 | 667 | H22 - 8.0EA | 125 | 241,250 | 0.K | 1.930 |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 447 | H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 125 | 334,833 | 0.K | 2.679 |
| | | 하부 | 7 | 667 | H22 - 8.0EA | 125 | 238,932 | 0.K | 1.911 |

나. 설계조건

1) 구조형식

- U형 양거 (내공 : 20M × 6.0M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -4.700 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 24.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 28693 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

- : 임도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래
- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : 1등급 (위험도 계수 : 1.200)
- 지진구역 : 1 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sb
- 붕괴방지수준

7) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

8) 설계방법

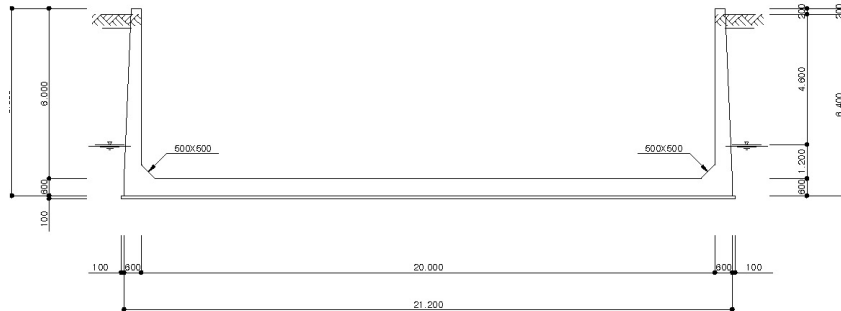
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

9) 사용프로그램 : SAP2000

10) 참고문헌

- 콘크리트 구조설계기준, 해설 : 한국콘크리트학회(2007)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

다. 단면가정



라. 부력검토

: 부력에 대한 안전율 $F_s = 1.2 (R/B)$

부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 부상방지턱 작용하중만을 고려

1) 구체자중

| | | | | | |
|---------|--|---------------------|---------|---------|------|
| - 하부슬래브 | : $21,200 \times 0.600 \times 24.5$ | = | 311,640 | kN/m | |
| - 벽체1 | : $0.350 \times 6,000 \times 24.5$ | = | 51,450 | kN/m | |
| | : $0.250 \times 6,000 \times 1/2 \times 24.5$ | = | 18,375 | kN/m | |
| - 벽체2 | : $0.350 \times 6,000 \times 24.5$ | = | 51,450 | kN/m | |
| | : $0.250 \times 6,000 \times 1/2 \times 24.5$ | = | 18,375 | kN/m | |
| - 현치 1 | : $0.500 \times 0.500 \times 1/2 \times 2EA \times 24.5$ | = | 6,125 | kN/m | |
| | | $\therefore \Sigma$ | = | 457,415 | kN/m |

3) 부력

$$\begin{aligned}
 U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{구조물높이} + \text{토피고-지하수위)} \\
 &= 21,200 \times 1,700 \times 10,000 \\
 &= 360,400 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4) 안정검토

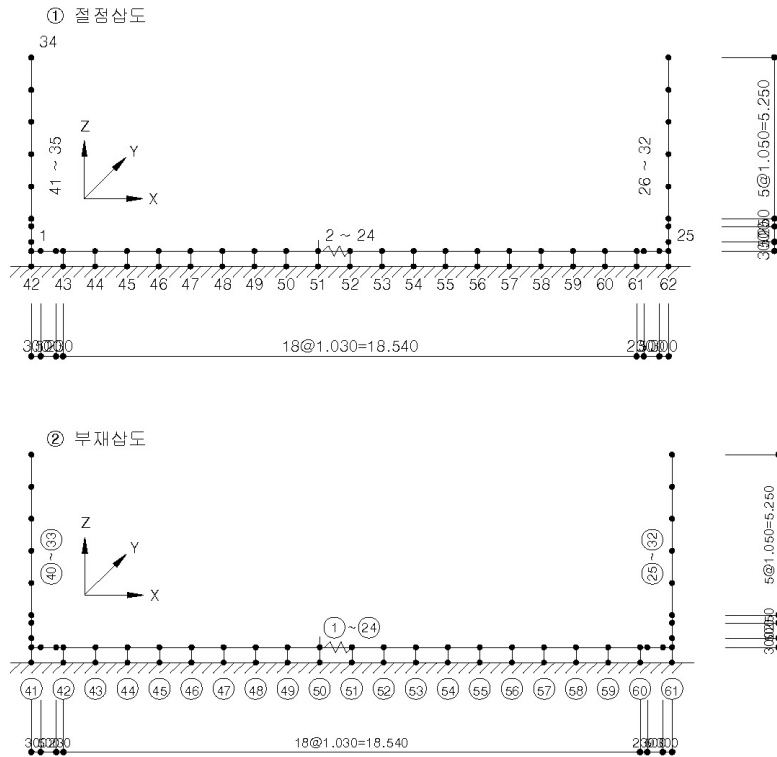
$$\begin{aligned}
 R &= 457,415 \text{ kN/m} \\
 F_s &= R / U \\
 &= 457,415 / 360,400 \\
 &= 1.269 > 1.200 \quad \therefore \mathbf{O.K}
 \end{aligned}$$

마. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.



2) 단면제원

| NO | A (m ²) | | I (m ⁴) | 부재 |
|----|---------------------|---------|---------------------|---------|
| 1 | 1.100 × 1.000 | = 1.100 | 0.11092 | 1,25,40 |
| 2 | 0.600 × 1.000 | = 0.600 | 0.01800 | 3-23 |
| 3 | 0.850 × 1.000 | = 0.850 | 0.05118 | |
| 4 | 0.579 × 1.000 | = 0.579 | 0.01619 | 27,40 |
| 5 | 0.569 × 1.000 | = 0.569 | 0.01533 | 28,39 |
| 6 | 0.525 × 1.000 | = 0.525 | 0.01206 | 29,38 |
| 7 | 0.481 × 1.000 | = 0.481 | 0.00929 | 30,37 |
| 8 | 0.438 × 1.000 | = 0.438 | 0.00698 | 31,36 |
| 9 | 0.394 × 1.000 | = 0.394 | 0.00509 | 32,35 |
| 10 | 0.350 × 1.000 | = 0.350 | 0.00357 | 34 |

| N0 | Section(Tapper) | 부 재 |
|----|-----------------|-----|
| 11 | SEC 1 ~ 2 | 2 |
| 12 | SEC 2 ~ 3 | 24 |
| 13 | SEC 1 ~ 4 | 26 |
| 14 | SEC 4 ~ 5 | 27 |
| 15 | SEC 5 ~ 6 | 28 |
| 16 | SEC 6 ~ 7 | 29 |
| 17 | SEC 7 ~ 8 | 30 |
| 18 | SEC 8 ~ 9 | 31 |
| 19 | SEC 9 ~ 10 | 32 |
| 20 | SEC 10 ~ 9 | 33 |
| 21 | SEC 9 ~ 8 | 34 |
| 22 | SEC 8 ~ 7 | 35 |
| 23 | SEC 7 ~ 6 | 36 |
| 24 | SEC 6 ~ 5 | 37 |
| 25 | SEC 5 ~ 4 | 38 |
| 26 | SEC 4 ~ 1 | 39 |

3) 단면좌표

(단위 : m)

| 절점번호 | X | Z | 절점번호 | X | Z |
|------|--------|-------|------|--------|-------|
| 1 | 0.000 | 0.500 | 32 | 20.600 | 5.750 |
| 2 | 0.300 | 0.500 | 33 | 20.600 | 6.800 |
| 3 | 0.800 | 0.500 | 34 | 0.000 | 6.800 |
| 4 | 1.030 | 0.500 | 35 | 0.000 | 5.750 |
| 5 | 2.060 | 0.500 | 36 | 0.000 | 4.700 |
| 6 | 3.090 | 0.500 | 37 | 0.000 | 3.650 |
| 7 | 4.120 | 0.500 | 38 | 0.000 | 2.600 |
| 8 | 5.150 | 0.500 | 39 | 0.000 | 1.550 |
| 9 | 6.180 | 0.500 | 40 | 0.000 | 1.300 |
| 10 | 7.210 | 0.500 | 41 | 0.000 | 0.800 |
| 11 | 8.240 | 0.500 | 42 | 0.000 | 0.000 |
| 12 | 9.270 | 0.500 | 43 | 1.030 | 0.000 |
| 13 | 10.300 | 0.500 | 44 | 2.060 | 0.000 |
| 14 | 11.330 | 0.500 | 45 | 3.090 | 0.000 |
| 15 | 12.360 | 0.500 | 46 | 4.120 | 0.000 |
| 16 | 13.390 | 0.500 | 47 | 5.150 | 0.000 |
| 17 | 14.420 | 0.500 | 48 | 6.180 | 0.000 |
| 18 | 15.450 | 0.500 | 49 | 7.210 | 0.000 |
| 19 | 16.480 | 0.500 | 50 | 8.240 | 0.000 |
| 20 | 17.510 | 0.500 | 51 | 9.270 | 0.000 |
| 21 | 18.540 | 0.500 | 52 | 10.300 | 0.000 |
| 22 | 19.570 | 0.500 | 53 | 11.330 | 0.000 |
| 23 | 19.800 | 0.500 | 54 | 12.360 | 0.000 |
| 24 | 20.300 | 0.500 | 55 | 13.390 | 0.000 |
| 25 | 20.600 | 0.500 | 56 | 14.420 | 0.000 |
| 26 | 20.600 | 0.800 | 57 | 15.450 | 0.000 |
| 27 | 20.600 | 1.300 | 58 | 16.480 | 0.000 |
| 28 | 20.600 | 1.550 | 59 | 17.510 | 0.000 |
| 29 | 20.600 | 2.600 | 60 | 18.540 | 0.000 |
| 30 | 20.600 | 3.650 | 61 | 19.570 | 0.000 |
| 31 | 20.600 | 4.700 | 62 | 20.600 | 0.000 |

바. 지반반력계수

1) 상시

| < 연직방향 지반반력 계수 > | |
|---------------------|--|
| - 사질토층이 우세한 경우 | $K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-1/2}$ |
| - 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 | $K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$ |
| - 점성토층이 우세한 경우 | $K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-1}$ |

α = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 1$

$E_0 = 2800 \times N = 2800 \times 20 = 56000.000 \text{ kN/m}^2$

$B_v = \sqrt{(B \times L)} = \sqrt{(21.200 \times 20.000)} = 20.59 \text{ m (L < B)}$

$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 56000 = 186670.00 \text{ kN/m}^3$

$K_v = 186670.000 \times (20.591 / 0.3)^{-3 / 4} = 7828.04 \text{ kN/m}^3$

| 지반반력계수 | 계산식 | 해당 절점 |
|--------|--|-------|
| Kv1 | $K_v \times (0.600/2 + 1.030/2) = 6380 \text{ kN/m}$ | 1,25 |
| Kv2 | $K_v \times (1.030/2 + 1.030/2) = 8063 \text{ kN/m}$ | 4-22 |
| Kh | $1E10 \text{ kN/m}$ (무한강성) | 13 |

2) 지진시 - 붕괴방지수준

| < 연직방향 지반반력계수 > | |
|---------------------|--|
| - 사질토층이 우세한 경우 | $K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-1/2}$ |
| - 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 | $K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$ |
| - 점성토층이 우세한 경우 | $K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-1}$ |

α = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 2$$

$$E_0 = 2800 \times N = 2800 \times 20 = 56000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(B \times L)} = \sqrt{(21.200 \times 20.000)} = 20.59 \text{ m (L < B)}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 2 \times 56000 = 373330.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 373330.000 \times (20.591 / 0.3)^{-3/4} = 15655.67 \text{ kN/m}^3$$

| 지반반력계수 | 계산식 | 해당 절점 |
|--------|---|-------|
| Kv1 | $K_v \times (0.600/2 + 1.030/2) = 12759 \text{ kN/m}$ | 1,25 |
| Kv2 | $K_v \times (1.030/2 + 1.030/2) = 16125 \text{ kN/m}$ | 4-22 |
| kh | 1E10 kN/m (무한강성) | 13 |

사. 하중계산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.500 \times 23.000 \times 0.500 &= 5.750 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 5.750 + 0.350 \times 19.000 \times 0.500 &= 9.075 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 9.075 + 1.050 \times 19.000 \times 0.500 &= 19.050 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 19.050 + 1.050 \times 19.000 \times 0.500 &= 29.025 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 29.025 + 1.050 \times 19.000 \times 0.500 &= 39.000 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 39.000 + 1.050 \times 19.000 \times 0.500 &= 48.975 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 48.975 + 0.250 \times 19.000 \times 0.500 &= 51.350 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 51.350 + 0.500 \times 19.000 \times 0.500 &= 56.100 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 56.100 + 0.300 \times 19.000 \times 0.500 &= 58.950 & \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.500 \times 23.000 \times 0.500 &= 5.750 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 5.750 + 0.350 \times 19.000 \times 0.500 &= 9.075 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 9.075 + 1.050 \times 19.000 \times 0.500 &= 19.050 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 19.050 + 1.050 \times 19.000 \times 0.500 &= 29.025 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 29.025 + 1.050 \times 19.000 \times 0.500 &= 39.000 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 39.000 + 0.600 \times 19.000 \times 0.500 &= 44.700 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 44.700 + 0.450 \times 10.000 \times 0.500 &= 46.950 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 46.950 + 0.250 \times 10.000 \times 0.500 &= 48.200 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 48.200 + 0.500 \times 10.000 \times 0.500 &= 50.700 & \text{kN/m}^2 \\
 Wh10 &= 50.700 + 0.300 \times 10.000 \times 0.500 &= 52.200 & \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

4) 지하수압 (지하수위 : GL = -4.600 m)

① 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned}
 Ww1 &= 0.450 \times 10.000 &= 4.500 & \text{kN/m}^2 \\
 Ww2 &= 4.500 + 0.250 \times 10.000 &= 7.000 & \text{kN/m}^2 \\
 Ww3 &= 7.000 + 0.500 \times 10.000 &= 12.000 & \text{kN/m}^2 \\
 Ww4 &= 12.000 + 0.300 \times 10.000 &= 15.000 & \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 하부슬래브에 작용하는 하중

$$Ww5 = (6.400 - 4.600) \times 10.000 = 18.000 \text{ kN/m}^2$$

5) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^\circ \text{C}$ 로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

6) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.

$$\begin{aligned}
 &\text{- 건조수축계수} \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5} \\
 &\text{- 온도선팽창 계수} \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5} \\
 &\text{- } \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{C}
 \end{aligned}$$

아. 하중계산 (지진시-붕괴방지수준)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압)

| | | | | |
|-----------|---|---|---|---------|
| ϕ | = | 뒤택옹흙의 내부마찰각 | : | 30.000° |
| α | = | 뒤택옹흙의 경사각 | : | 0.000° |
| β | = | 벽배면과 연직면이 이루는각 | : | 2.386° |
| δ | = | 벽면마찰각 | : | 0.000° |
| kh | = | 설계수평진도 | : | 0.132 |
| θ | = | $\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$ | : | 7.520 |
| θ' | = | $\tan^{-1}(kh/(1-kv) \times \gamma_{sub} / \gamma_t), kv =$ | : | 3.974 |

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

$$= 0.436$$

$$K'_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \beta)}{\cos \theta' \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta')}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta')}} \right]^2}$$

$$= 0.392$$

2) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

| | | | | | |
|-----|---|---------------------------------|---|--------|-------------------|
| Wh1 | = | 0.500 × 23.000 × 0.436 | = | 5.014 | kN/m ² |
| Wh2 | = | 5.014 + 0.350 × 19.000 × 0.436 | = | 7.913 | kN/m ² |
| Wh3 | = | 7.913 + 1.050 × 19.000 × 0.436 | = | 16.612 | kN/m ² |
| Wh4 | = | 16.612 + 1.050 × 19.000 × 0.436 | = | 25.310 | kN/m ² |
| Wh5 | = | 25.310 + 1.050 × 19.000 × 0.436 | = | 34.008 | kN/m ² |
| Wh6 | = | 34.008 + 1.050 × 19.000 × 0.436 | = | 42.706 | kN/m ² |
| Wh7 | = | 42.706 + 0.250 × 19.000 × 0.436 | = | 44.777 | kN/m ² |
| Wh8 | = | 44.777 + 0.500 × 19.000 × 0.436 | = | 48.919 | kN/m ² |
| Wh9 | = | 48.919 + 0.300 × 19.000 × 0.436 | = | 51.404 | kN/m ² |

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

| | | | | | |
|------|---|---------------------------------|---|--------|-------------------|
| Wh1 | = | 0.500 × 23.000 × 0.436 | = | 5.014 | kN/m ² |
| Wh2 | = | 5.014 + 0.350 × 19.000 × 0.436 | = | 7.913 | kN/m ² |
| Wh3 | = | 7.913 + 1.050 × 19.000 × 0.436 | = | 16.612 | kN/m ² |
| Wh4 | = | 16.612 + 1.050 × 19.000 × 0.436 | = | 25.310 | kN/m ² |
| Wh5 | = | 25.310 + 1.050 × 19.000 × 0.436 | = | 34.008 | kN/m ² |
| Wh6 | = | 34.008 + 0.600 × 19.000 × 0.436 | = | 38.978 | kN/m ² |
| Wh7 | = | 38.978 + 0.450 × 10.000 × 0.392 | = | 40.742 | kN/m ² |
| Wh8 | = | 40.742 + 0.250 × 10.000 × 0.392 | = | 41.722 | kN/m ² |
| Wh9 | = | 41.722 + 0.500 × 10.000 × 0.392 | = | 43.682 | kN/m ² |
| Wh10 | = | 43.682 + 0.300 × 10.000 × 0.392 | = | 44.858 | kN/m ² |

5) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \cdot c \times KH$$

① 하부슬래브

$$f_b = 0.600 \times 24.500 \times 0.132 = 1.940 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽

$$f_1 = 0.350 \times 24.500 \times 0.132 = 1.132 \text{ kN/m}^2$$

$$f_2 = 0.394 \times 24.500 \times 0.132 = 1.273 \text{ kN/m}^2$$

$$f_3 = 0.438 \times 24.500 \times 0.132 = 1.415 \text{ kN/m}^2$$

$$f_4 = 0.481 \times 24.500 \times 0.132 = 1.556 \text{ kN/m}^2$$

$$f_5 = 0.525 \times 24.500 \times 0.132 = 1.698 \text{ kN/m}^2$$

$$f_6 = 0.569 \times 24.500 \times 0.132 = 1.839 \text{ kN/m}^2$$

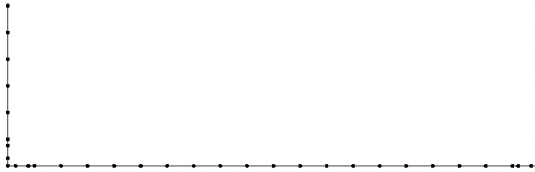
$$f_7 = 0.579 \times 24.500 \times 0.132 = 1.873 \text{ kN/m}^2$$

$$f_8 = 0.600 \times 24.500 \times 0.132 = 1.940 \text{ kN/m}^2$$

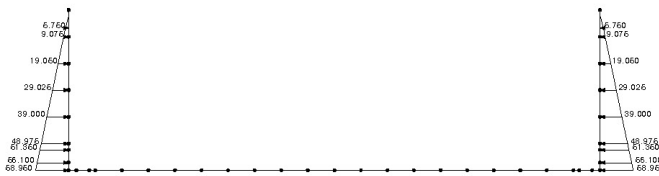
$$f_9 = 0.600 \times 24.500 \times 0.132 = 1.940 \text{ kN/m}^2$$

자. 하중재하도 (상시)

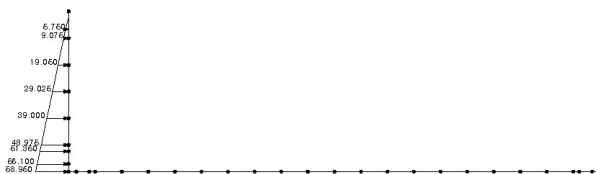
1) CASE1 - 구체자중(SW)



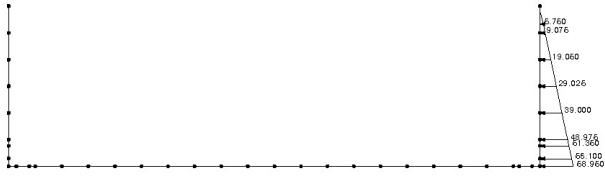
2) CASE2 - 양토압 : 지하수無(S01LB0)



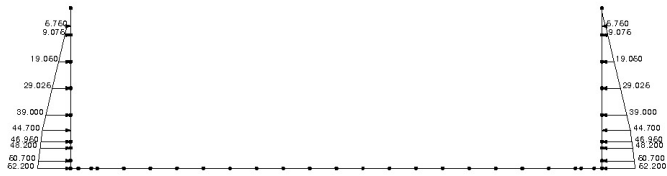
3) CASE3 - 편토압(좌측) : 지하수無(S01LLE)



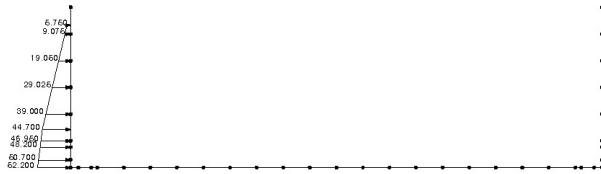
4) CASE4 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILRI)



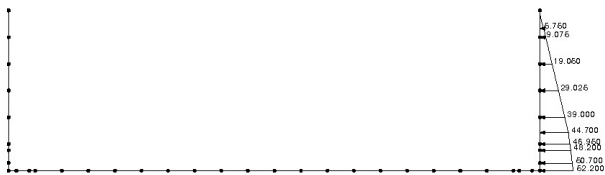
5) CASE5 - 양토압 : 지하수有(SOILBOW)



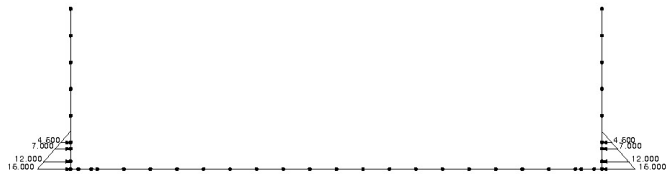
6) CASE6 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLEW)



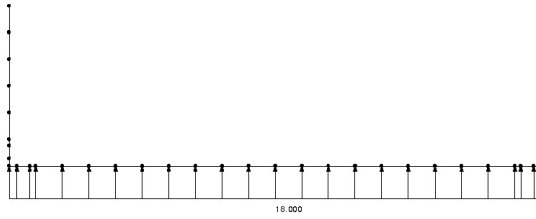
7) CASE7 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRIW)



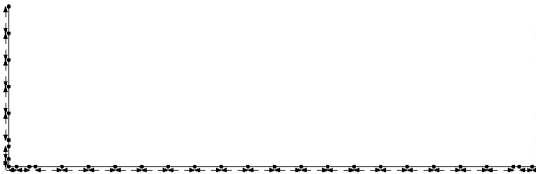
8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



9) CASE9 - 부력 (BUOYANCY)



10) CASE10 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



11) CASE11 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINUS)

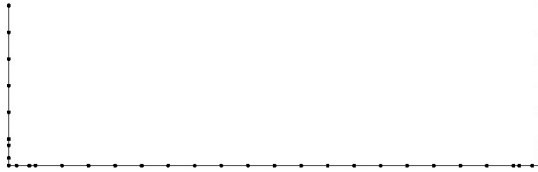


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

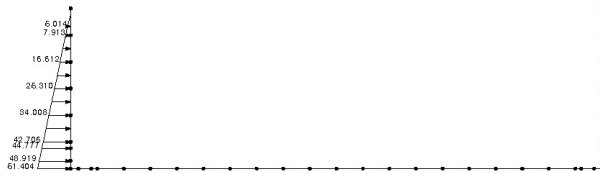


차. 하중재하도 (지진시 - 붕괴방지수준)

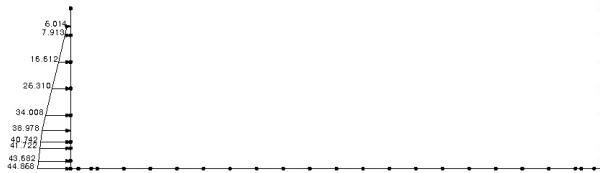
1) CASE1 - 구체자중 (SW)



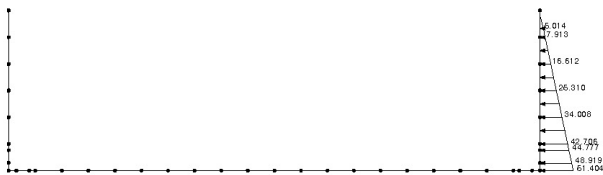
2) CASE2 - 지진시토압(좌측) (SO1LEQLE)



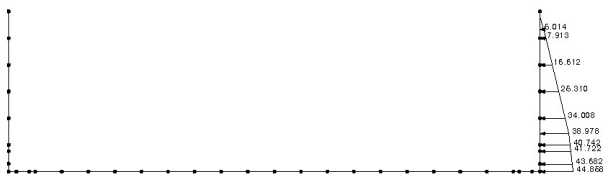
3) CASE3 - 지진시토압(좌측) : 지하수유 (SO1LEWE)



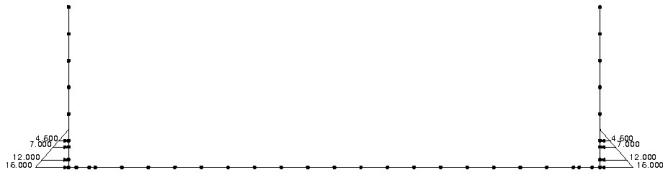
4) CASE4 - 지진시토압(우측) (SO1LEQR1)



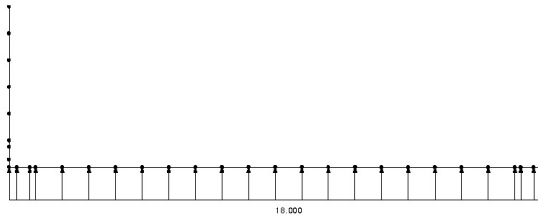
5) CASE5 - 지진시토압(우측) : 지하수유 (SO1LR1WE)



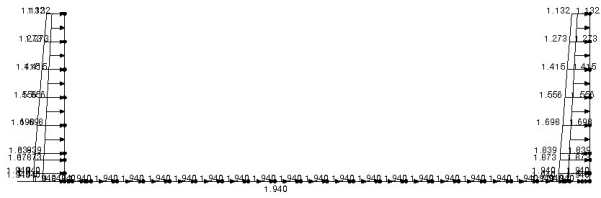
6) CASE6 - 수평수압 (WATERH)



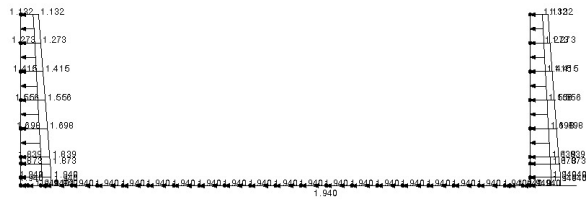
7) CASE7 - 부력 (BUOYANCY)



8) CASE8 - 구체 관성력 (붕괴방지) (COLINER)



9) CASE9 - 구체 관성력 (붕괴방지)2 (COLINER2)



카. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.200 \text{ m}$

1) 계수하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| LC1 | 1,400 | 1,400 | | | | | |
| LC2 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 1,600 | 1,200 | | |
| LC3 | 1,200 | | 1,000 | | | | |
| LC4 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 0.800 | 1,200 | | |
| LC5 | 0.900 | 1,600 | | 1,600 | | | |
| LC6 | 1,400 | 1,400 | | | | 1,400 | ● |
| LC7 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 1,600 | 1,200 | 1,200 | ● |
| LC8 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 0.800 | 1,200 | 1,200 | ● |
| LC9 | 0.900 | 1,600 | | 1,600 | | | ● |

2) 계수하중 편심최대

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| LC1 | 1,400 | 1,400 | | | | | |
| LC2 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 1,600 | 1,200 | | |
| LC3 | 1,200 | | 1,000 | | | | |
| LC4 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 0.800 | 1,200 | | |
| LC5 | 0.900 | 1,600 | | 1,600 | | | |
| LC6 | 1,400 | 1,400 | | | | 1,400 | ● |
| LC7 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 1,600 | 1,200 | 1,200 | ● |
| LC8 | 1,200 | 1,600 | 1,600 | 0.800 | 1,200 | 1,200 | ● |
| LC9 | 0.900 | 1,600 | | 1,600 | | | ● |

3) 사용하중

| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| LC1 | 1,000 | 1,000 | | | | | |
| LC2 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | | |
| LC3 | 1,000 | | 1,000 | | | | |
| LC4 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0.500 | 1,000 | | |
| LC5 | 1,000 | 1,000 | | 1,000 | | | |
| LC6 | 1,000 | 1,000 | | | | 1,000 | ● |
| LC7 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | ● |
| LC8 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0.500 | 1,000 | 1,000 | ● |
| LC9 | 1,000 | 1,000 | | 1,000 | | | ● |

4) 지진시(붕괴방지수준)

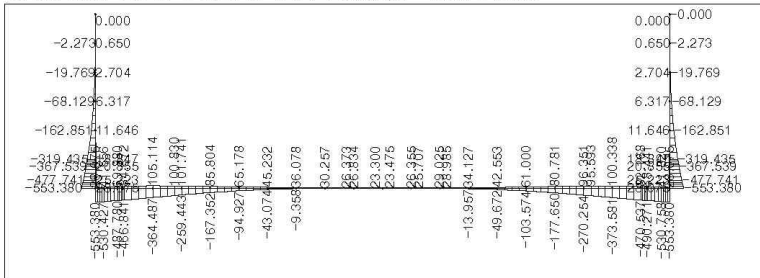
| 구 분 | D | Hv | L | Hh | T | F | E | 지하수 고려 |
|-----|-------|-------|-------|-------|---|---|-------|-----------|
| LC1 | 1,200 | | 1,000 | | | | 1,000 | |
| LC2 | 0.900 | 1,600 | | 1,600 | | | 1,000 | |
| LC3 | 0.900 | 1,600 | | 1,000 | | | 1,000 | ● |

5) 단면력 정리

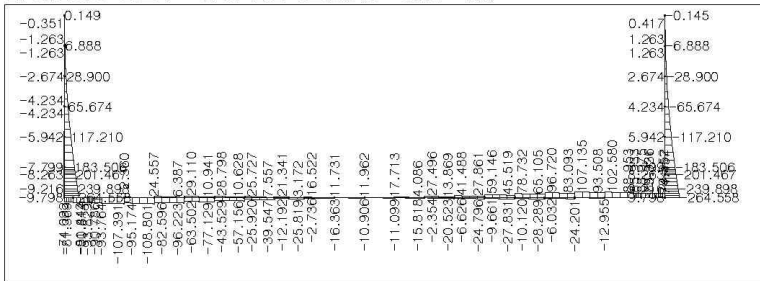
| 구분 | 위 치 | 계수하중 | | | 사용하중 모멘트 | B | H | 비고 | | |
|-----------|--------|------|-----|--------|-------------|--------|--------|---------|--------|----|
| | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | | | |
| | | | | | | | | | kN.m | kN |
| 하부 슬래브 | 1 간 | 좌측 | 1 | 579.46 | 119.79 | 299.76 | 353.86 | 1000.00 | 766.67 | |
| | | 중앙부 | 2 | 270.91 | 24.69 | 299.76 | 193.51 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 584.75 | 113.06 | 302.06 | 356.55 | 1000.00 | 766.67 | |
| 좌측 벽체 | 1 벽 | 중앙부 | 4 | 249.38 | 162.46 | 72.70 | 155.85 | 1000.00 | 546.88 | |
| | | 하부 | 5 | 518.98 | 221.57 | 102.07 | 324.34 | 1000.00 | 766.67 | |
| 우측 벽체 | 1 벽 | 중앙부 | 6 | 249.39 | 162.47 | 72.77 | 155.88 | 1000.00 | 546.88 | |
| | | 하부 | 7 | 521.48 | 223.72 | 102.17 | 325.97 | 1000.00 | 766.67 | |

파. 단면력 산정 (지진시-붕괴방지수준)

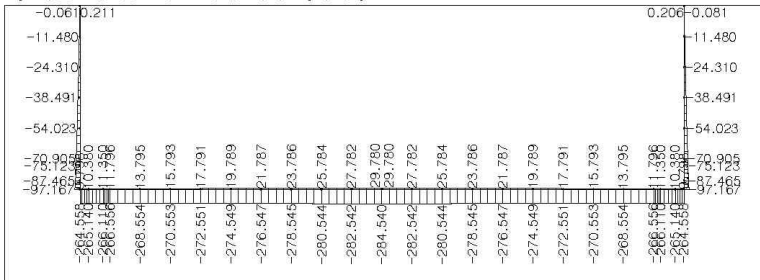
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D - Unit : kN)



4) 단면력 정리

| 구분 | 위 치 | | 계수하중 | | | B mm | H mm | 비고 | |
|-----------|---------|-----|------|--------|--------|---------|---------|--------|--|
| | | | 모멘트 | 전단력 | 축력 | | | | |
| | | | kN.m | kN | kN | | | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 530.43 | 90.79 | 265.14 | 1000.00 | 766.67 | |
| | | 중앙부 | 2 | 24.27 | 11.96 | 284.54 | 1000.00 | 600.00 | |
| | | 우측 | 3 | 530.76 | 85.94 | 265.14 | 1000.00 | 766.67 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 232.44 | 148.51 | 62.30 | 1000.00 | 546.88 | |
| | | 하부 | 5 | 477.74 | 201.47 | 87.47 | 1000.00 | 766.67 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 232.44 | 148.51 | 62.30 | 1000.00 | 546.88 | |
| | | 하부 | 7 | 477.74 | 201.47 | 87.47 | 1000.00 | 766.67 | |

하. 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 | |
|-----------|---------|-----|----|---------|-----|---------|-----|---------|--|
| | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | | |
| | | | | | | | | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -579.46 | - | -530.43 | - | -579.46 | |
| | | 중앙부 | 2 | 270.91 | - | 24.27 | - | 270.91 | |
| | | 우측 | 3 | -584.75 | - | -530.76 | - | -584.75 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -249.38 | - | -232.44 | - | -249.38 | |
| | | 하부 | 5 | -518.98 | - | -477.74 | - | -518.98 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -249.39 | - | -232.44 | - | -249.39 | |
| | | 하부 | 7 | -521.48 | - | -477.74 | - | -521.48 | |

2) 전단력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 | |
|-----------|---------|-----|----|---------|-----|---------|-----|---------|--|
| | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | | |
| | | | | | | | | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -119.79 | - | -90.79 | - | -119.79 | |
| | | 중앙부 | 2 | 24.69 | - | 11.96 | - | 24.69 | |
| | | 우측 | 3 | 113.06 | - | 85.94 | - | 113.06 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 162.46 | - | 148.51 | - | 162.46 | |
| | | 하부 | 5 | 221.57 | - | 201.47 | - | 221.57 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -162.47 | - | -148.51 | - | -162.47 | |
| | | 하부 | 7 | -223.72 | - | -201.47 | - | -223.72 | |

3) 축력 (kN)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 | |
|-----------|---------|-----|----|---------|-----|---------|-----|---------|--|
| | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | | |
| | | | | | | | | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -299.76 | - | -265.14 | - | -299.76 | |
| | | 중앙부 | 2 | -299.76 | - | -284.54 | - | -299.76 | |
| | | 우측 | 3 | -302.06 | - | -265.14 | - | -302.06 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -72.70 | - | -62.30 | - | -72.70 | |
| | | 하부 | 5 | -102.07 | - | -87.47 | - | -102.07 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -72.77 | - | -62.30 | - | -72.77 | |
| | | 하부 | 7 | -102.17 | - | -87.47 | - | -102.17 | |

4) 사용모멘트

(kN.m)

| 구분 | 위 치 | | 상시 | | 지진시 | | 적용값 | 비고 | |
|-----------|---------|-----|----|---------|-----|----|-----|---------|--|
| | | | 2D | 3D | 붕괴 | 기능 | | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | -353.86 | - | - | - | -353.86 | |
| | | 중앙부 | 2 | 193.51 | - | - | - | 193.51 | |
| | | 우측 | 3 | -356.55 | - | - | - | -356.55 | |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | -155.85 | - | - | - | -155.85 | |
| | | 하부 | 5 | -324.34 | - | - | - | -324.34 | |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | -155.88 | - | - | - | -155.88 | |
| | | 하부 | 7 | -325.97 | - | - | - | -325.97 | |

거. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | b | d | Mu | ΦMn | req'd As | BAR | use'd As | S.F | |
|-----------|---------|-----|----|------|------|--------|-----------------|---------|------------------------------|---------|------|
| | | | mm | mm | kN.m | kN.m | mm ² | | mm ² | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 1000 | 667 | 579.46 | 673.53 | 2648.10 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.16 |
| | | 중앙부 | 2 | 1000 | 500 | 270.91 | 374.07 | 1640.51 | H19 - 8.0EA | 2292.00 | 1.38 |
| | | 우측 | 3 | 1000 | 667 | 584.75 | 673.53 | 2673.18 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.15 |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 1000 | 447 | 249.38 | 387.87 | 1697.52 | H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 2694.40 | 1.56 |
| | | 하부 | 5 | 1000 | 667 | 518.98 | 673.53 | 2362.57 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.30 |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 1000 | 447 | 249.39 | 387.87 | 1697.61 | H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA | 2694.40 | 1.56 |
| | | 하부 | 7 | 1000 | 667 | 521.48 | 673.53 | 2374.35 | H22 - 8.0EA | 3096.80 | 1.29 |

(2) 전단철근 요약

| 구분 | 부재 위치 | | ΦVc | Vu | ΦVn | 다리수 | req'd As | BAR | s | use'd As | 비 고 | |
|-----------|---------|-----|-----|-------|-------|--------|-----------------|-----|-----|-----------------|--------|-----|
| | | | kN | kN | kN | EA | mm ² | | mm | mm ² | | |
| 하부 슬래브 | 1 경간 | 좌측 | 1 | 487.1 | 119.8 | 550.49 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 중앙부 | 2 | 487.1 | 24.7 | 550.49 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 우측 | 3 | 487.1 | 113.1 | 550.49 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| 좌측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 4 | 290.3 | 162.5 | 346.87 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 하부 | 5 | 324.8 | 221.6 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| 우측 벽체 | 1 층 | 중앙부 | 6 | 290.3 | 162.5 | 346.87 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |
| | | 하부 | 7 | 324.8 | 223.7 | 388.11 | 2.00 | - | H13 | 600 | 253.40 | 0.K |

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 766.7 | 666.7 | 100.0 | 579.5 | 119.8 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d - c) / c = 0.00300 \times (666.67 - 63.500) / 63.500 = 0.02850$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 2648.102 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.169]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.71 \times P_b = 0.71 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00465$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (666.67 - a/2) = 673.526 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 579.459 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.162]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 0.25 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 487.139 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 119.788 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 600.0 | 500.0 | 100.0 | 270.9 | 24.7 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 46.997) / 46.997 = 0.02892$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 1640.511 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.397]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.71 \times P_b = 0.71 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00458$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 374.075 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 270.913 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.381]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 0.25 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 487.139 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 24.688 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 766.7 | 666.7 | 100.0 | 584.7 | 113.1 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d - c) / c = 0.00300 \times (666.67 - 63.500) / 63.500 = 0.02850$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 2673.177 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.158]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.71 \times P_b = 0.71 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00465$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (666.67 - a/2) = 673.526 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 584.747 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.152]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 0.25 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 487.139 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 113.064 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 546.9 | 446.9 | 100.0 | 249.4 | 162.5 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2694.400 \times 400.00 = 1077760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 46.961 \text{ mm, } c = 46.961 / \beta_1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d - c) / c = 0.00300 \times (446.88 - 55.248) / 55.248 = 0.02127$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \text{ ----- ①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- ②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1697.523 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.587]

1단 : H19 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.71 \times P_b = 0.71 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00603$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 횡예 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2694.400 \times 400 \times (446.88 - a/2) = 387.870 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 46.961 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 249.379 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.555]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 446.88 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 446.88 = 290.254 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 162.464 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 766.7 | 666.7 | 100.0 | 519.0 | 221.6 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d - c) / c = 0.00300 \times (666.67 - 63.500) / 63.500 = 0.02850$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 2362.572 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.311]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.71 \times P_b = 0.71 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00465$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 횡예 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (666.67 - a/2) = 673.526 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 518.978 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.298]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 221.574 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 546.9 | 446.9 | 100.0 | 249.4 | 162.5 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2694.400 \times 400.00 = 1077760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 46.961 \text{ mm, } c = 46.961 / \beta_1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d - c) / c = 0.00300 \times (446.88 - 55.248) / 55.248 = 0.02127$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1697.612 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.587]

1단 : H19 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.71 \times P_b = 0.71 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00603$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 횡예 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2694.400 \times 400 \times (446.88 - a/2) = 387.870 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 46.961 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 249.392 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.555]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 446.88 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 446.88 = 290.254 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 162.469 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

| B(mm) | H(mm) | d(mm) | 피복(mm) | Mu(kN.m) | Vu(kN) |
|--------|-------|-------|--------|----------|--------|
| 1000.0 | 766.7 | 666.7 | 100.0 | 521.5 | 223.7 |

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d - c) / c = 0.00300 \times (666.67 - 63.500) / 63.500 = 0.02850$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 2374.347 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.304]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.71 \times P_b = 0.71 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00465$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 횡에 대한 검토

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (666.67 - a/2) = 673.526 \text{ kN.m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (= 521.482 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.292]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 223.724 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

너. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 3096.800 \times 0.20 = 619.36 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 619.360 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 하부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2292.000 \times 0.20 = 458.40 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 458.400 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 3096.800 \times 0.20 = 619.36 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 619.360 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 547 \times 0.0020 = 1093.75 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1093.750 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 2694.400 \times 0.20 = 538.88 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 538.880 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 590 \times 0.0020 = 1179.17 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1179.167 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \text{ Req's As} &= \text{사용 주철근량} \times 20\% \\ &= 3096.800 \times 0.20 = 619.36 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 619.360 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 547 \times 0.0020 = 1093.75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1093.750 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\textcircled{2} \text{ Req's As} = \text{사용 주철근량} \times 20\%$$

$$= 2694.400 \times 0.20 = 538.88 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 538.880 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 590 \times 0.0020 = 1179.17 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1179.167 \quad \therefore \text{O.K}$$

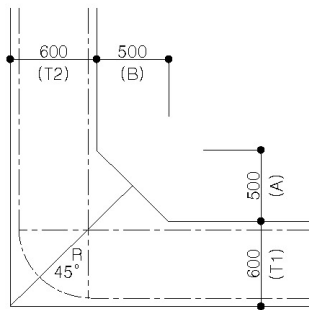
$$\textcircled{2} \text{ Req's As} = \text{사용 주철근량} \times 20\%$$

$$= 3096.800 \times 0.20 = 619.36 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 619.360 \quad \therefore \text{O.K}$$

더. 절점부 검토

1) 좌측하단



- 콘'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 376.508 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 376.508 \text{ kN.m}$

$$\begin{aligned} R &= \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2} \\ &= 1202.082 \text{ mm} \end{aligned}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{t\max} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 376.51 \times 10^4}{1202.082^2 \times 1000} = 1.303 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

\therefore 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 376.51 \times 10^6}{1202.082 \times 180} = 3480.147 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 0.000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 3480.147 \text{ mm}^2 - 0.000 \text{ mm}^2 \\ &= 3480.147 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H22 - 8EA, H22 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 6193.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 3480.147 \text{ mm}^2) \text{ -----> 0.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강경도

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 mm²

$$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)} \quad [\because n = 7]$$

$$= -7 \times 0.0017190 + \sqrt{(2 \times 0.0120 + (0.0120)^2)} = 0.144$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.144 / 3 = 0.952$$

$$\begin{aligned} fs &= Mo / (As \times d \times j) = 4810187.000 / (1146.000 \times 666.667 \times 0.952) \\ &= 6.612 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{인장력 Th1} = fs \times A\epsilon = 6.612 \times 1146.000 = 7577.922 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

$$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)} \quad [\because n = 7]$$

$$= -7 \times 0.0011916 + \sqrt{(2 \times 0.0083 + (0.0083)^2)} = 0.121$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.121 / 3 = 0.960$$

$$\begin{aligned} fs &= Mo / (As \times d \times j) = 4810187.000 / (794.400 \times 666.667 \times 0.960) \\ &= 9.465 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{인장력 Th2} = fs \times A\epsilon = 9.465 \times 794.400 = 7518.758 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times AsT \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

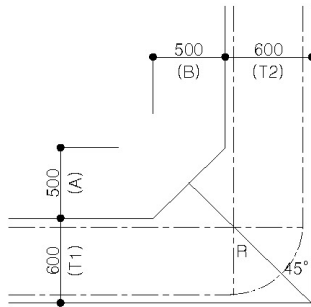
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$As' = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(7577.922^2 + 7518.758^2)} / 180.0$$

$$As' = 59,306 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H13 @ 250, 2단 = 1013.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

2) 우측하단



- CON'C 설계기준: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 379.651 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 379.651 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1202.082 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강경도

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 379.65 \times 10^6}{1202.082^2 \times 1000} = 1.314 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 379.65 \times 10^6}{1202.082 \times 180} = 3509.199 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0.000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 3509.199 \text{ mm}^2 - 0.000 \text{ mm}^2 \\ &= 3509.199 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H22 - 8EA, H22 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 6193.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 3509.199 \text{ mm}^2) \text{ -----> 0.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강경도

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 mm²

$$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)} \quad [\because n = 7]$$

$$= -7 \times 0.0034380 + \sqrt{(2 \times 0.0241 + (0.0241)^2)} = 0.197$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.197 / 3 = 0.934$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (A_s \times d \times j) = 4163951.000 / (2292.000 \times 666.667 \times 0.934) \\ &= 2.916 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 2.916 \times 2292.000 = 6684.043 \text{ N}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께 (mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 185.27) - 2.5 \times 89.00 = 202.56 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 185.27) = 340.05 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 202.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ Ea} = 125.00 \leq S_a (= 202.56 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 193.509 \times 1000000 / [2292.000 \times (500.000 - 111.633/3)] \\ = 182.433 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 2292.000 / 1000.0 + 7 \times 2292.000 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 500.0) / (7 \times 2292.000)]}$$

$$= 111.633 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께 (mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 182.43) - 2.5 \times 90.50 = 205.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 182.43) = 345.33 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 205.41 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ Ea} = 125.00 \leq S_a (= 205.41 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 356.546 \times 1000000 / [3096.800 \times (666.667 - 149.709/3)] \\ = 186.674 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 3096.800 / 1000.0 + 7 \times 3096.800 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 666.7) / (7 \times 3096.800)]}$$

$$= 149.709 \text{ mm}$$

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께 (mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 186.67) - 2.5 \times 89.00 = 199.36 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 186.67) = 337.49 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 199.36 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ Ea} = 125.00 \leq S_a (= 199.36 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 155.847 \times 1000000 / [2694.400 \times (446.875 - 112.336/3)] \\ = 141.273 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2694.400/1000.0 + 7 \times 2694.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 446.9)/(7 \times 2694.400)]} \\ = 112.336 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 141.27) - 2.5 \times 89.00 = 334.93 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 141.27) = 445.95 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 334.93 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 334.93 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 324.339 \times 1000000 / [3096.800 \times (666.667 - 149.709/3)] \\ = 169.811 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 666.7)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 149.709 \text{ mm}$$

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 169.81) - 2.5 \times 89.00 = 241.25 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 169.81) = 371.00 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 241.25 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 241.25 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 155.875 \times 1000000 / [2694.400 \times (446.875 - 112.336/3)] \\ = 141.298 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2694.400/1000.0 + 7 \times 2694.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 446.9)/(7 \times 2694.400)]} \\ = 112.336 \text{ mm}$$

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께 (mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 141.30) - 2.5 \times 89.00 = 334.83 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 141.30) = 445.87 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 334.83 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ Ea} = 125.00 \leq S_a (= 334.83 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 325.968 \times 1000000 / [3096.800 \times (666.667 - 149.709/3)]$$

$$= 170.664 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -7 \times 3096.800 / 1000.0 + 7 \times 3096.800 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 666.7 / (7 \times 3096.800))]}$$

$$= 149.709 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께 (mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 170.66) - 2.5 \times 89.00 = 238.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 170.66) = 369.15 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 238.93 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.00 \text{ Ea} = 125.00 \leq S_a (= 238.93 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

며. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

$$- \text{구체자중} = 457.415 / 21.200 = 21.576 \text{ kN/m}^2$$

2) 활하중

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$Q_{max} = 21.58$$

$$= 21.576 \text{ kN/m}^2$$

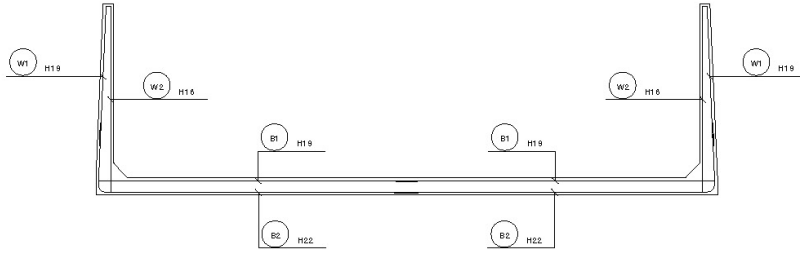
2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 1000.000 \text{ kN/m}^2$$

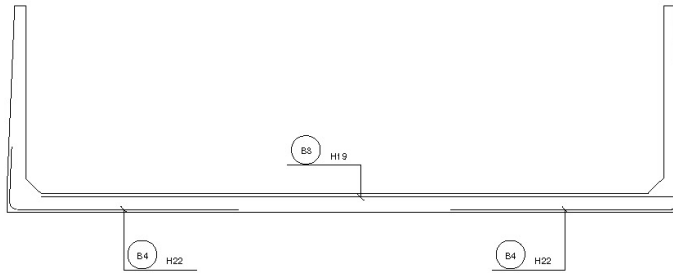
※ 지반조사 보고서 참조

버. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)



3.3.2 여수토·방수로 내진설계 검토 결과

앞에서 살펴본 여수토·방수로(U형 수로암거)는 취수터널(복통)과 같이 「콘크리트 구조설계기준(국토해양부, 2007)」과 「콘크리트 구조설계기준·해설(한국콘크리트학회, 2007)」 및 「도로교설계기준(건설교통부, 2005)」에 따라 상시와 지진시(붕괴방지수준)로 구분하여 지반반력계수와 하중을 산정하고, 하중조합에 따른 구조해석을 통해 산정된 구조물의 단면력에 기초하여 단면과 철근량, 절점부, 사용성(균열) 검토 및 기초지반의 지지력을 확인하는 순으로 설계를 하였다.

내진성능 평가방법 등이 제시된 지침이나 기준이 없는 경우의 내진성능 평가는 내진설계를 기본으로 기존 시설물의 특성을 고려한 계수 등을 적용하여 진행하는 것이 합리적이므로, 앞에서 살펴본 여수토·방수로(U형 수로암거)의 내진설계 방법을 토대로 내진성능 평가방법을 다음과 같이 검토하였다.

내진성능목표 및 수준은 내진설계와 동일하게 내진성능평가에서도 체제와 동일한 수준을 따르도록 한다.

내진해석을 위한 지반반력계수는 취수터널(복통)의 상시와 동일하게 연직방향의 지반반력계수만을 산정하고 수평방향은 무한강성을 적용한다.

하중계수 및 하중조합은 최신의 「콘크리트구조기준」에 제시된 하중조합 중에서 지진하중(E)이 포함된 모든 조합을 고려하고, 그중 최대값을 소요강도로 산정하여 단면 및 기초지지력 검토를 수행한다.

여수토·방수로의 절점부 및 사용성(균열) 검토는 상시에 해당되며, 철근량 검토는 현 배근상태를 고려하여 단면검토를 수행하므로 별도의 검토는 수행하지 아니한다. 또한, 여수토·방수로는 취수터널(복통)과 같이 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 사례와 같이 2차원 보요소를 사용하여 평면 해석을 수행하는 것을 기본으로 한다.

단면검토에 사용되는 강도감소계수 ϕ 는 설계에 적용되는 값을 사용하여도 무방하나, 평가를 위한 강도감소계수를 적용하고자 한다면 「콘크리트 구조기준(국토해양부, 2012)」의 ‘20.3.4 평가를 위한 강도감소계수’에 제시된 강도감소계수 ϕ 를 적용할 수 있다.

제 4 장

저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법 정립 및 평가예제

Ministry of Environment, Plant and Fisheries
Quarantine and Inspection Agency

제4장 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법 정립 및 평가예제

본 장에서는 ‘농업생산기반시설’ 중 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법을 정립하기 위해 앞에서 검토한 부대시설물의 내진설계 방법을 토대로 설계와 성능평가의 차이점을 도출하여 내진성능 평가기법을 정립하고, 이를 실무에 적용하는데 용이하도록 내진성능 평가예제를 작성하였다. 평가기법 정립은 2장에서 조사된 국내·외 내진성능평가 및 보강 자료와 국내 관련 설계기준을 분석하여 구조물별 특성을 고려할 수 있도록 하였다.

우선, 부대시설물의 내진등급은 「댐설계기준(2011)」의 “12.4.1 설계동한계” (사)항에 제시된 ‘지진으로 인해 댐체 또는 여수로 및 부대시설물과의 경계, 기초와 양안(abutment)을 통해 제어 불가능한 누수가 발생하여 댐의 기능이 손상되어서는 안 된다.’와 같이 지진시 저수지 시설물의 기능이 유지되려면 체체와 부대시설이 모두 동일한 내진등급 하에서 내진 안전성을 확보하고 있어야 하므로, 부대시설의 내진등급은 저수지(댐) 체체와 동일한 내진등급(재현주기) 적용을 원칙으로 한다.

또한, 부대시설물이 기존 시설물임을 감안하여 성능수준은 붕괴방지수준(극한하중)만을 적용하였다. 이는 기존시설물에 여러 단계의 성능수준, 특히 기능수행수준(사용하중)을 적용하게 되면 지나친 보강이 이루어질 수 있어 경제적이지 못하므로 지진시 최소한의 안전을 확보할 수 있도록 붕괴방지수준만을 적용하여 지진해석 수행을 원칙으로 한다.

내진성능 평가방법은 극한하중인 붕괴방지수준을 적용하였으므로 강도설계법에 따라 부재의 단면력을 검토하고, 기초 및 기초지반도 부재와 동일한 방법을 적용한다. 이를 위해 해석모델은 보요소(Beam element)를, 하중은 구조물의 특성에 맞게 고정하중 및 지진하중(지진시 동수압 및 토압 포함)을 고려하여 ‘콘크리트구조기준(2012)’에 제시된 하중계수 및 하중조합을 적용한다.

단면검토에 사용되는 강도감소계수 ϕ 는 설계에 적용되는 값을 사용하여도 무방하나, 평가를 위한 강도감소계수를 적용하고자 한다면 「콘크리트구조기준(국토해양부, 2012)」의 ‘20.3.4 평가를 위한 강도감소계수’에 제시된 강도감소계수 ϕ 를 적용할 수 있다.

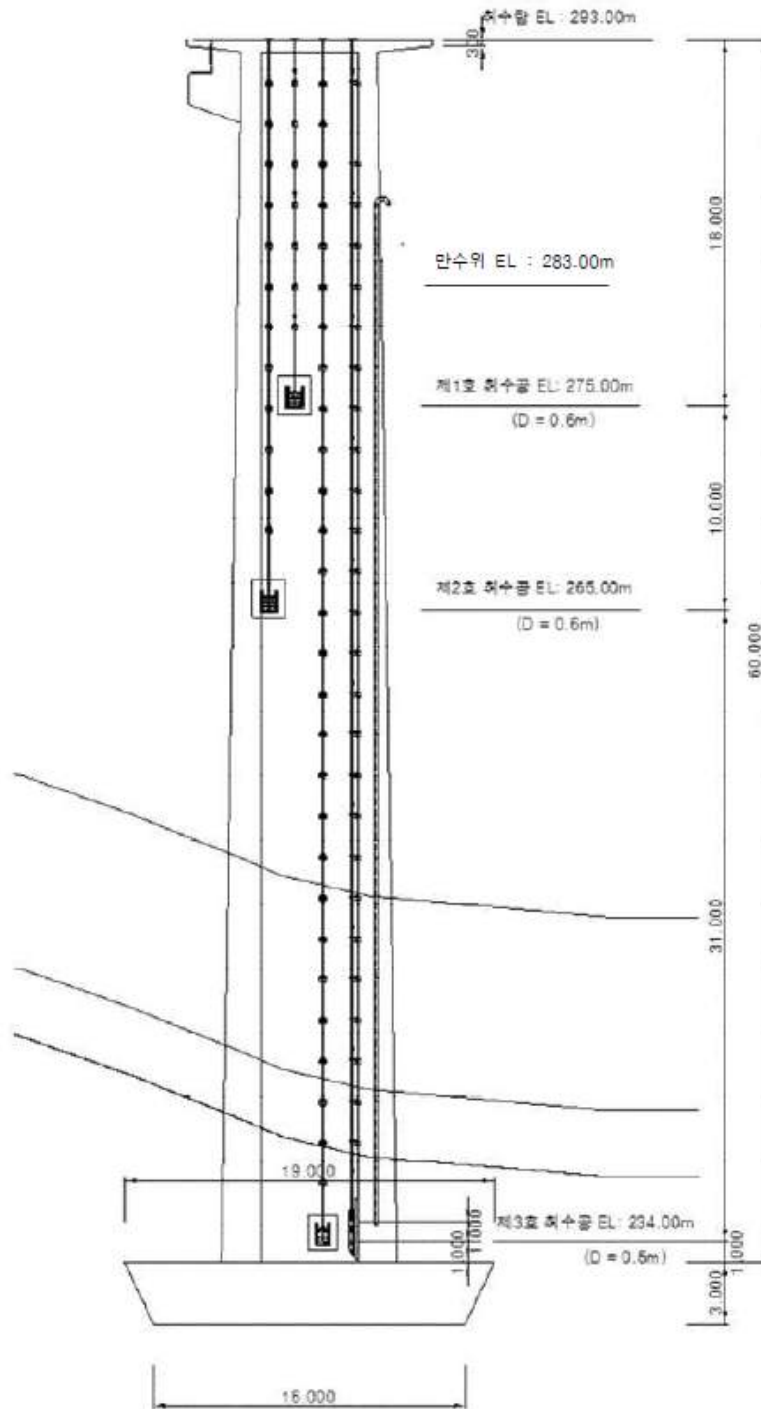
4.1 취수탑의 내진성능평가

4.1.1 일반사항

댐설계기준(2011)에서는 체체와 부속시설이 모두 동일한 지진에 대하여 내진성능을 확보하도록 규정하고 있으며, 해석방법은 정역학적 방법을 기본으로 하고 있으며, 동역학적 방법은 100m 이상의 높은 댐과 특수한 구조의 댐에 대해 보조적 수단으로만 사용하도록 규정하고 있다.

본 과업에서는 해석방법에 따른 취수탑의 내진성능 평가결과를 분석하고자 한다. 이를 위해 정역학적 해석법과 동역학적 해석법(다중모드해석법, 시간이력해석법)을 모두 적용하여 내진성능평가를 수행하고, 콘크리트의 비선형 특성을 파악하기 위해 비선형 시간이력해석을 추가로 수행하였다. 이때, 해석모델은 보편적으로 많이 사용되는 원형단면을 갖는 취수탑으로 하였다.

2) 단면도



<그림 4.1.2-2> 단면도

다. 재료 물성 및 지반 조건

1) 콘크리트

① 설계강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$

② 탄성계수 : $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 26,702 \text{ MPa}$

$$f_{cu} = f_{ck} + \Delta f = 27 + 4 = 31 \text{ MPa}$$

③ 포와송비 : $\nu = 0.167$

④ 단위중량 : $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

2) 철근

① 종류 : SD400 이형철근

② 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

③ 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

3) 지반조건

① 습윤단위중량 : $\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$

② 내부 마찰각 : $\phi = 30^\circ$

③ 정지토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi = 0.50$

④ 적용N치(평균) : $N = 50$

라. 하중조합

CASE 1 : 1.0D+1.0E

여기서, D : 고정하중, E : 지진하중(동수압 포함)

4.1.2.2 정역학적 해석법(선형)

가. 작용하중

1) 고정하중, D (z_i 는 기초 상단으로부터의 높이)

① 건축하중 : $W_1 = 2,131.60 \text{ kN}$, $z_1 = 63.80 \text{ m}$

② 난간하중 : $W_2 = 37.70 \text{ kN}$, $z_2 = 60.50 \text{ m}$

③ 받침하중 : $W_3 = 1,302.40 \text{ kN}$, $z_3 = 58.75 \text{ m}$

④ 상판하중 : $W_4 = 1,388.33 \text{ kN}$, $z_4 = 59.75 \text{ m}$

⑤ 벽체하중 : $W_5 = 45,719.60 \text{ kN}$, $z_5 = 26.40 \text{ m}$

⑥ 취수탑 고정하중 : $W = \sum_{i=1}^5 W_i = 50,579.63 \text{ kN}$

2) 지진하중, E (상수도시설 내진설계 기준마련을 위한 연구)

① 지진구역 : I 구역

② 위험도계수 : $I=1.4$ (재현주기 1,000년)

③ 지반분류 : 보통암지반, S_B

④ 지진계수

▸ $C_a=0.11$

▸ $C_v=0.11$

⑤ 지표면 수평가속도계수, A_h

▸ $A_h = I \times C_a = 1.4 \times 0.11 = 0.154$

⑥ 통제주기

▸ $T_s = \frac{C_v}{2.5 C_a} = \frac{0.11}{2.5 \times 0.11} = 0.4 \text{ sec}$

▸ $T_0 = 0.2 T_s = 0.2 \times 0.4 = 0.08 \text{ sec}$

⑦ 구조물의 고유주기, T

▸ 건축하중을 고려한 취수탑의 등가콘크리트 원통형 높이, l

$$l = 60 + \frac{2,131.60}{\frac{\pi(7^2 - 5^2)}{4} \times 24.5} = 64.6 \text{ m}$$

▶ 공수위시

$$T = \frac{\pi l^2}{a} \sqrt{\frac{2 \gamma_c}{3 g E} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\}}$$

$$= \frac{\pi \times 64.6^2}{4.0} \sqrt{\frac{2 \times 24.5}{3 \times 9.8 \times 2.67 \times 10^7} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{4.0}{64.6} \right)^2 \right\}} = 0.837 \text{ sec}$$

여기서, a : 수조의 외측반경(m)

γ_c : 벽체 콘크리트의 단위중량(kN/m³)

E_c : 벽체 콘크리트의 탄성계수(kN/m²)

g : 중력가속도(9.8m/sec²)

▶ 만수위시

$$T = \frac{\pi l^2}{a} \sqrt{\frac{2 q'}{3 g E} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\}}$$

$$= \frac{\pi \times 64.6^2}{4.0} \sqrt{\frac{2 \times 37.78}{3 \times 9.8 \times 2.67 \times 10^7} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{4.0}{64.6} \right)^2 \right\}} = 1.04 \text{ sec}$$

여기서, $q' = \gamma_c + \frac{\gamma_w a}{2t} \cdot \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} a}{l}\right)}{\frac{\sqrt{3} a}{l}}$

$$= 24.5 + \frac{10 \times 4.0}{2 \times 1.5} \times \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} \times 4.0}{64.6}\right)}{\frac{\sqrt{3} \times 4.0}{64.6}} = 37.78 \text{ kN/m}^3$$

t (수조의 측벽두께) : (1.0+2.0)/2=1.5m

γ_w (물의 단위중량) : 10kN/m³

⑧ 설계지진력

i) 관성력에 의한 수평지진력

▶ 밀면 전단력, V

$$V = \frac{C_v \cdot I}{T} \cdot W \leq 2.5 \cdot C_a \cdot I \cdot W$$

$$\frac{C_v \cdot I}{T} \cdot W = \frac{0.11 \times 1.4}{1.04} \times 50,579.63 = 7,489.67 \text{ kN}$$

$$2.5 \cdot C_a \cdot I \cdot W = 2.5 \times 0.11 \times 1.4 \times 50,579.63 = 19,473.16 \text{ kN}$$

$$\therefore V = 7,489.67 \text{ kN}$$

▶ 최상층에 작용시킬 수평지진력, F_t

$$F_t = 0.07 T V \quad (\text{단, } T \leq 0.7 \text{ sec 인 경우, } F_t = 0)$$

$$F_t = 0 \quad (\because T \leq 0.7 \text{ sec})$$

$$F_t = 0.07 T V = 0.07 \times 1.04 \times 7,489.67 = 545.25 \text{ kN}$$

▶ 구조물 높이에 따라 분배시킬 수평지진력, F_x

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum W_x h_x} \quad (W_x, h_x : \text{각층의 중량과 높이})$$

(표 4.1.2-1) 구조물 높이에 따라 분배된 수평지진력, F_x

| 구 분 | W_x (kN) | h_x (m) | $W_x h_x$ (kN · m) | F_x (kN) |
|----------|---------------|--------------|-----------------------|---------------|
| 건축하중 | 2,131.60 | 63.80 | 135,996.08 | 627.63 |
| 난간하중 | 37.70 | 60.50 | 2,280.85 | 10.53 |
| 받침하중 | 1,302.40 | 58.75 | 76,516.00 | 353.12 |
| 상판하중 | 1,388.33 | 59.75 | 82,952.72 | 382.83 |
| 벽체하중 | 45,719.60 | 26.40 | 1,206,997.44 | 5,570.32 |
| Σ | 50,579.63 | - | 1,504,743.09 | 6,944.43 |

ii) 수심별 지진시 동수압 (만수위시 고려, Bessel 함수표 이용)

▶ 내부동수압 ($h_1 = 50.0 \text{ m}$, $a_1 = 2.5 \text{ m}$)

$$\frac{a_1}{h_1} = \frac{2.5}{50.0} = 0.05$$

$$P_1(z_1) = A_h \cdot \gamma_w \cdot \pi \cdot a_1^2 \cdot I\left(\frac{z_1}{h_1}\right)$$

$$= 0.154 \times 10 \times \pi \times 2.5^2 \times I\left(\frac{z_1}{50.0}\right) = 30.238 \times I\left(\frac{z_1}{50.0}\right)$$

ii) 외부동수압 ($h_2 = 50.0\text{ m}$, $a_2 = 4.0\text{ m}$)

$$\frac{a_2}{h_2} = \frac{4.0}{50.0} = 0.08$$

$$P_2(z_2) = A_h \cdot \gamma_w \cdot \pi \cdot a_2^2 \cdot K\left(\frac{z_2}{h_2}\right)$$

$$= 0.154 \times 10 \times \pi \times 4.0^2 \times K\left(\frac{z_2}{50.0}\right) = 77.409 \times K\left(\frac{z_2}{50.0}\right)$$

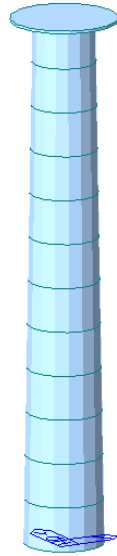
(표 4.1.2-2) 수심방향 동수압 분포

| z/h | 취수탑 내부 ($h_1 = 50.0\text{ m}$) | | | 취수탑 외부 ($h_2 = 50.0\text{ m}$) | | |
|-----|----------------------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | z_1 (m) | $I\left(\frac{z_1}{h_1}\right)$ | $P_1(z_1)$ (kN/m) | z_2 (m) | $K\left(\frac{z_2}{h_2}\right)$ | $P_2(z_2)$ (kN/m) |
| 0.0 | 0.00 | 0.9998 | 30.232 | 0.00 | 0.9702 | 75.102 |
| 0.1 | 5.00 | 0.9998 | 30.231 | 5.00 | 0.9696 | 75.054 |
| 0.3 | 15.00 | 0.9992 | 30.213 | 15.00 | 0.9642 | 74.636 |
| 0.5 | 25.00 | 0.9965 | 30.132 | 25.00 | 0.9507 | 73.596 |
| 0.7 | 35.00 | 0.9847 | 29.774 | 35.00 | 0.9203 | 71.238 |
| 0.9 | 45.00 | 0.9315 | 28.167 | 45.00 | 0.8345 | 64.595 |
| 1.0 | 50.00 | - | 0.000 | 50.00 | - | 0.000 |

나. 구조해석

1) 일반사항

- ① 취수탑의 벽체는 기초상단에서 고정지지되는 캔틸레버 보로 해석
- ② 지진시 관성력과 동수압에 의한 횡력에 의한 정적해석 수행
- ③ 벽체에 대해 단면력 산정
- ④ 구조해석용 프로그램의 보요소를 이용하여 선형탄성해석 수행

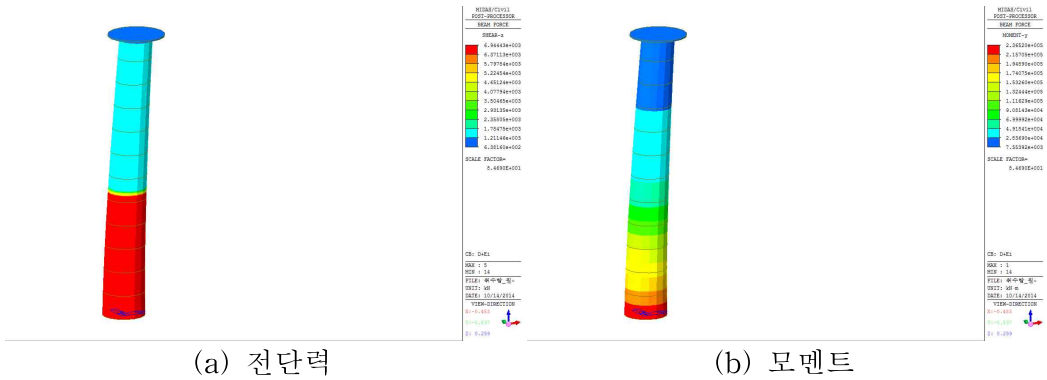


<그림 4.1.2-3> 해석모델

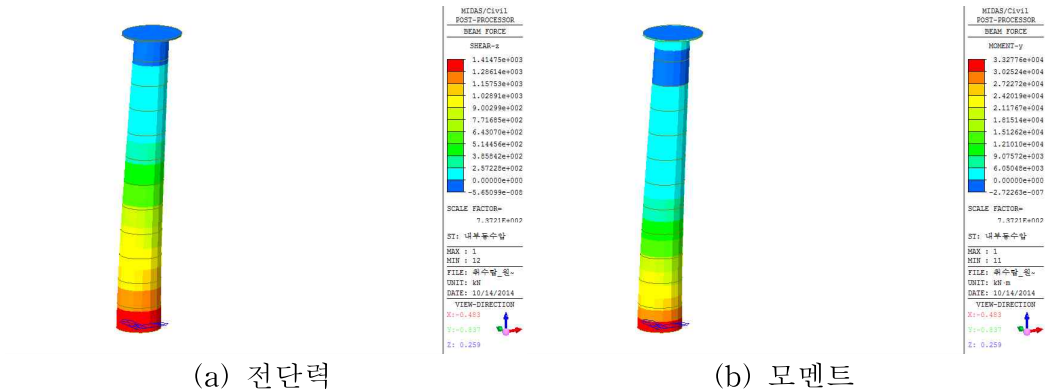
2) 구조해석 결과

(표 4.1.2-3) 단면력 산정

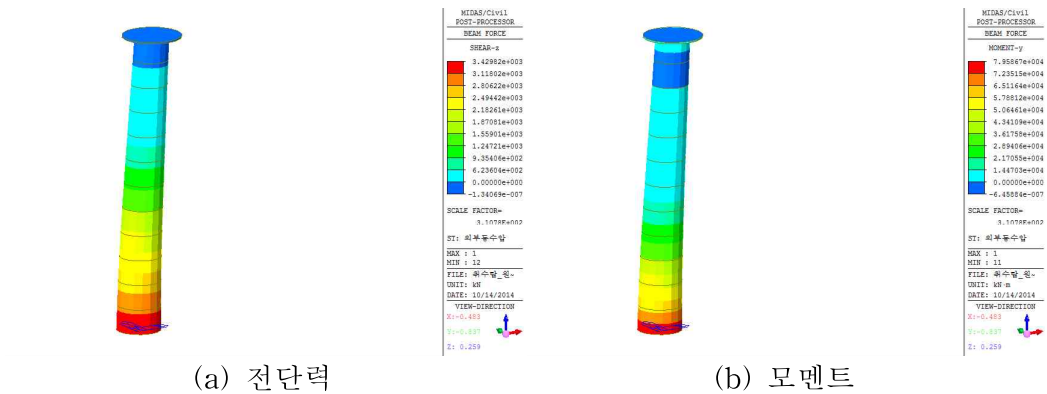
| 기초상면 으로부터 높이(z_i) | 수평관성력(자중포함) | | 내부동수압 | | 외부동수압 | |
|-----------------------------|-------------|-----------------|-------------|-----------------|-------------|-----------------|
| | 전단력 (kN) | 모멘트 (kN · m) | 전단력 (kN) | 모멘트 (kN · m) | 전단력 (kN) | 모멘트 (kN · m) |
| 0 | 6,944 | 236,520 | 1,415 | 33,278 | 3,430 | 79,587 |
| 5 | 6,944 | 201,798 | 1,264 | 26,582 | 3,054 | 63,376 |
| 10 | 6,944 | 167,076 | 1,112 | 20,642 | 2,680 | 49,041 |
| 15 | 6,944 | 132,353 | 961 | 15,457 | 2,306 | 36,578 |
| 20 | 6,944 | 97,631 | 810 | 11,028 | 1,934 | 25,978 |
| 25 | 6,944 | 62,909 | 660 | 7,353 | 1,565 | 17,232 |
| 30 | 1,374 | 48,240 | 509 | 4,430 | 1,200 | 10,323 |
| 35 | 1,374 | 41,370 | 360 | 2,257 | 841 | 5,224 |
| 40 | 1,374 | 34,499 | 213 | 825 | 493 | 1,898 |
| 45 | 1,374 | 27,628 | 70 | 117 | 161 | 269 |
| 50 | 1,374 | 20,758 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 55 | 1,374 | 13,887 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 59.4 | 1,021 | 8,071 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 59.7 | 1,021 | 7,765 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 60 | 638 | 7,554 | 0 | 0 | 0 | 0 |



<그림 4.1.2-4> 수평관성력 단면력도



<그림 4.1.2-5> 내부동수압 단면력도



<그림 4.1.2-6> 외부동수압 단면력도

다. 단면검토

- 1) 원환단면을 등가의 면적을 갖는 상자형 단면으로 가정
- 2) 철근상세

(표 4.1.2-4) 벽체 하단의 철근상세

| 구 분 | 내 부 | 외 부 |
|------|------------------------|------------------------|
| 연직철근 | 180EA-H29 160EA-H29 | 260EA-H29 240EA-H29 |
| 수평철근 | H22@200 | H22@200 |

3) 단면의 설계강도

① 휨강도

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right), \quad \phi = 1.0 \text{ (평가시)}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

$$A_s = 210EA - H29 = 134,904 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{134,904 \times 400}{0.85 \times 27 \times 7,980} = 294.64 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 1.0 \times 134,904 \times 400 \times \left(7,095 - \frac{294.64}{2} \right)$$

$$= 374.908 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 374,908 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 236,520 + 79,587 = 316,107 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad (\because \text{O.K})$$

② 전단강도

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s), \quad \phi = 1.0, \quad V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d, \quad V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

i) 콘크리트 단면이 부담하는 전단강도, V_c

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 2 \times 1,770 \times 7,095 = 21,751,353 N$$

$$= 21,751.35 kN$$

ii) 전단철근이 부담하는 전단강도, V_s

$$A_v = 4 - H22@200 mm$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{4 \times 387.1 \times 400 \times 7,095}{200} = 21,971,796 N$$

$$= 21,971.80 kN$$

iii) 전단강도, V_n

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 1.0 (21,751 + 21,972) = 43,723 kN$$

$$V_u = 6,944 + 3,430 = 10,374 kN$$

$$\phi V_n > V_u \quad (\therefore O.K)$$

라. 기초 안정 검토

1) 전도에 대한 검토

① 수직력

$$V_{max} = 50,579.63 + 17,678.82 (\text{기초}) = 68,258.45 kN$$

② 저항모멘트

$$M_r = 68,258.45 \times 8 = 546,067 kN \cdot m$$

③ 발생모멘트

$$M_o = 236,520 + 79,587 = 316,207 kN \cdot m$$

④ 전도 검토

$$S.F = \frac{M_r}{M_o} = \frac{546,067}{316,207} = 1.73 > 1.5 \quad (\therefore O.K)$$

2) 활동에 대한 검토

① 최대 수평력

$$H_{max} = 6,944 + 3,430 = 10,374 kN$$

② 최대 저항수평력

$$V_{max} = 68,258.45 kN$$

③ 활동 검토

$$S.F = \frac{0.6 V_{max}}{H_{max}} = \frac{0.6 \times 68,258.45}{10,374} = 3.95 > 1.20 \quad (\therefore O.K)$$

3) 지지력에 대한 검토

① 편심

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_r - M_o}{W} = \frac{16}{2} - \frac{546,067 - 316,207}{68,258.45} = 4.633 \text{ m}$$

② 지지력 검토

i) 하중의 작용위치가 저면핵내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$q = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

ii) 하중의 작용위치가 저면핵외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$q = \frac{2V}{L \cdot x} \quad \text{여기서, } x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$q_u = \frac{2V}{L \cdot x} = \frac{2 \times 68,258.45}{12.566 \times 10.101} = 1,075.54 \text{ kN/m}^2$$

$$L = \frac{\pi}{4} \times 16^2 \div 16 = 12.566 \text{ m}$$

iii) 지반의 허용지지력 : 지반조사 보고서 참조

$$q_a = 1,785.00 \text{ kN/m}^2$$

iv) 지지력 검토

$$q_u < q_a = 1,075.54 \text{ kN/m}^2 < 1,785.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\therefore \text{O.K})$$

4.1.2.3 동역학적 해석법 - 다중모드해석법(선형)

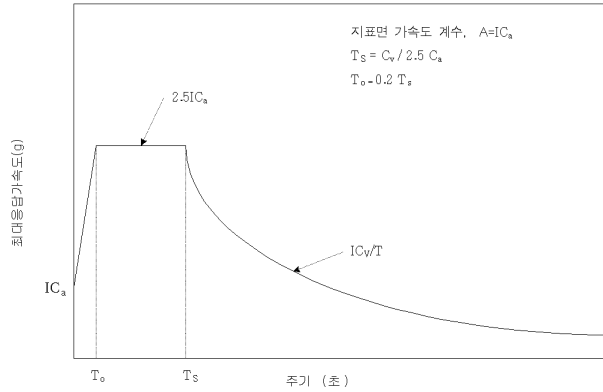
가. 작용하중

1) 고정하중, D (작용위치)

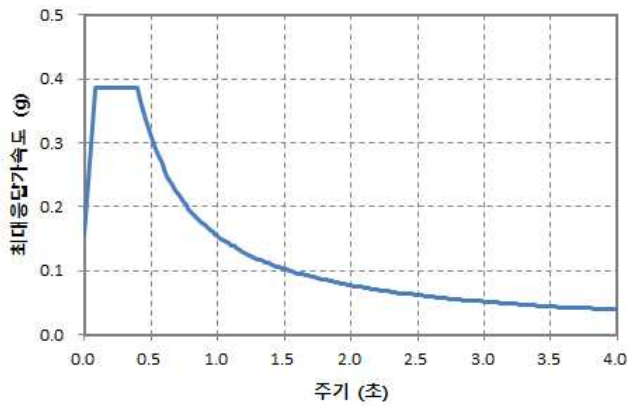
- ① 건축하중 : $W_1 = 2,131.60 kN$ (상부슬래브)
- ② 난간하중 : $W_2 = 37.70 kN$ (상부슬래브)
- ③ 받침하중 : $W_3 = 1,302.40 kN$ (상부슬래브)
- ④ 구조물자중 : 프로그램에서 자동계산

2) 지진하중, E

- ① 지진구역 : I 구역
- ② 위험도계수 : $I=1.4$ (재현주기 1,000년)
- ③ 지반분류 : 보통암지반, S_B
- ④ 지진계수
 - $C_a=0.11$
 - $C_v=0.11$
- ⑤ 지표면 수평가속도계수, A_h
 - $A_h = I \times C_a = 1.4 \times 0.11 = 0.154$
- ⑥ 통제주기
 - $T_s = \frac{C_v}{2.5 C_a} = \frac{0.11}{2.5 \times 0.11} = 0.4 \text{ sec}$
 - $T_0 = 0.2 T_s = 0.2 \times 0.4 = 0.08 \text{ sec}$
- ⑦ 지진하중
 - i) 평가용 가속도응답스펙트럼



(a) 기본 스펙트럼 형상



(b) 대상 취수탑용 스펙트럼

<그림 4.1.2-7> 평가용 가속도응답스펙트럼(5% 감쇠비)

ii) 수심별 지진시 동수압

- 정역학적 해석법의 지진시 내·외부동수압과 동일하게 적용

나. 구조해석

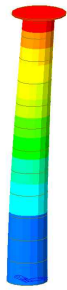
1) 일반사항

- ① 취수탑의 벽체는 기초상단에서 고정지지되는 캔틸레버 보로 해석
- ② 지진력은 응답스펙트럼으로 재하하여 다중모드를 고려
- ③ 동수압은 만수위시를 적용
- ④ 벽체에 대해 단면력 산정
- ⑤ 구조해석용 프로그램의 보요소를 이용하여 선형탄성해석 수행
- ⑥ 진동모드는 질량참여율을 고려하여 20개 모드 고려

2) 구조물의 고유주기

(표 4.1.2-5) 구조물의 고유주기

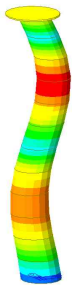
| Mode | 주기 (sec) | 모드별 질량참여율(%) | | | 누적질량참여율(%) | | |
|------|-------------|--------------|-------|-------|------------|-------|-------|
| | | X방향 | Y방향 | Z방향 | X방향 | Y방향 | Z방향 |
| 1 | 0.791386 | 0 | 56.29 | 0 | 0 | 56.29 | 0 |
| 2 | 0.791386 | 56.29 | 0 | 0 | 56.29 | 56.29 | 0 |
| 3 | 0.160627 | 0 | 23.38 | 0 | 56.29 | 79.67 | 0 |
| 4 | 0.160627 | 23.38 | 0 | 0 | 79.67 | 79.67 | 0 |
| 5 | 0.070913 | 0 | 0 | 76.55 | 79.67 | 79.67 | 76.55 |
| 6 | 0.065775 | 0.15 | 9.6 | 0 | 79.82 | 89.27 | 76.55 |
| 7 | 0.065775 | 9.6 | 0.15 | 0 | 89.42 | 89.42 | 76.55 |
| 8 | 0.038009 | 0.83 | 4.07 | 0 | 90.25 | 93.49 | 76.55 |
| 9 | 0.038009 | 4.07 | 0.83 | 0 | 94.32 | 94.32 | 76.55 |
| 10 | 0.027622 | 0 | 0 | 13.31 | 94.32 | 94.32 | 89.86 |
| 11 | 0.026183 | 0.07 | 2.53 | 0 | 94.39 | 96.85 | 89.86 |
| 12 | 0.026183 | 2.53 | 0.07 | 0 | 96.92 | 96.92 | 89.86 |
| 13 | 0.020046 | 0.14 | 1.28 | 0 | 97.06 | 98.2 | 89.86 |
| 14 | 0.020046 | 1.28 | 0.14 | 0 | 98.34 | 98.34 | 89.86 |
| 15 | 0.016605 | 0 | 0 | 4.85 | 98.34 | 98.34 | 94.71 |
| 16 | 0.016467 | 0.5 | 0.29 | 0 | 98.84 | 98.63 | 94.71 |
| 17 | 0.016467 | 0.29 | 0.5 | 0 | 99.13 | 99.13 | 94.71 |
| 18 | 0.014225 | 0.11 | 0.33 | 0 | 99.24 | 99.46 | 94.71 |
| 19 | 0.014225 | 0.33 | 0.11 | 0 | 99.57 | 99.57 | 94.71 |
| 20 | 0.012769 | 0.01 | 0.22 | 0 | 99.58 | 99.79 | 94.71 |



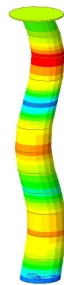
(a) Mode #2



(b) Mode #4



(c) Mode #7



(d) Mode #9

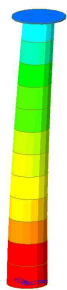


<그림 4.1.2-8> X방향 진동모드 형상

3) 구조해석 결과

(표 4.1.2-6) 단면력 산정(지진시 동수압은 정역학적 해석법과 동일)

| 기초상면 으로부터 높이(z_i) | 수평관성력(자중포함) | | 내부동수압 | | 외부동수압 | |
|-----------------------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| | 전단력 (kN) | 모멘트 (kN·m) | 전단력 (kN) | 모멘트 (kN·m) | 전단력 (kN) | 모멘트 (kN·m) |
| 0 | 6,899 | 255,705 | 1,415 | 33,278 | 3,430 | 79,587 |
| 5 | 6,735 | 225,594 | 1,264 | 26,582 | 3,054 | 63,376 |
| 10 | 6,385 | 197,096 | 1,112 | 20,642 | 2,680 | 49,041 |
| 15 | 5,898 | 170,705 | 961 | 15,457 | 2,306 | 36,578 |
| 20 | 5,354 | 146,594 | 810 | 11,028 | 1,934 | 25,978 |
| 25 | 4,825 | 124,596 | 660 | 7,353 | 1,565 | 17,232 |
| 30 | 4,355 | 104,322 | 509 | 4,430 | 1,200 | 10,323 |
| 35 | 3,964 | 85,316 | 360 | 2,257 | 841 | 5,224 |
| 40 | 3,643 | 67,198 | 213 | 825 | 493 | 1,898 |
| 45 | 3,334 | 49,825 | 70 | 117 | 161 | 269 |
| 50 | 2,928 | 33,457 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 55 | 2,340 | 18,865 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 59.4 | 1,828 | 8,569 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 59.7 | 1,556 | 8,021 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 60 | 1,556 | 7,554 | 0 | 0 | 0 | 0 |



(a) 전단력



(b) 모멘트



<그림 4.1.2-9> 다중모드스펙트럼해석 단면력도

다. 단면검토

1) 원환단면을 등가의 면적을 갖는 상자형 단면으로 가정

2) 단면의 설계강도

① 휨강도

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right), \quad \phi = 1.0 \text{ (평가시)}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

$$A_s = 210EA - H29 = 134,904 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{134,904 \times 400}{0.85 \times 27 \times 7,980} = 294.64 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 1.0 \times 134,904 \times 400 \times \left(7,095 - \frac{294.64}{2} \right)$$

$$= 374.908 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 374,908 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 255,705 + 79,587 = 335,292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad (\because \text{O.K})$$

② 전단강도

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s), \quad \phi = 1.0, \quad V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d, \quad V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

i) 콘크리트 단면이 부담하는 전단강도, V_c

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 2 \times 1,770 \times 7,095 = 21,751,353 \text{ N}$$

$$= 21,751,35 \text{ kN}$$

ii) 전단철근이 부담하는 전단강도, V_s

$$A_v = 4 - H22 @ 200 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{4 \times 387.1 \times 400 \times 7,095}{200} = 21,971,796 \text{ N}$$

$$= 21,971.80 \text{ kN}$$

iii) 전단강도, V_n

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 1.0 (21,751 + 21,972) = 43,723 \text{ kN}$$

$$V_u = 6,899 + 3,430 = 10,329 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u \quad (\because \text{O.K})$$

라. 기초 안정 검토

1) 전도에 대한 검토

① 수직력

$$V_{\max} = 50,579.63 + 17,678.82(\text{기초}) = 68,258.45 \text{ kN}$$

② 저항모멘트

$$M_r = 68,258.45 \times 8 = 546,067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 발생모멘트

$$M_o = 255,705 + 79,587 = 335,292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

④ 전도 검토

$$S.F = \frac{M_r}{M_o} = \frac{546,067}{335,292} = 1.63 > 1.5 \quad (\therefore \text{O.K})$$

2) 활동에 대한 검토

① 최대 수평력

$$H_{\max} = 6,899 + 3,430 = 10,329 \text{ kN}$$

② 최대 저항수평력

$$V_{\max} = 68,258.45 \text{ kN}$$

③ 활동 검토

$$S.F = \frac{0.6 V_{\max}}{H_{\max}} = \frac{0.6 \times 68,258.45}{10,329} = 3.96 > 1.20 \quad (\therefore \text{O.K})$$

3) 지지력에 대한 검토

① 편심

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_r - M_o}{W} = \frac{16}{2} - \frac{546,067 - 335,292}{68,258.45} = 4.912 \text{ m}$$

② 지지력 검토

i) 하중의 작용위치가 저면핵내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$q = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

ii) 하중의 작용위치가 저면핵외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$q = \frac{2V}{L \cdot x} \quad \text{여기서, } x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$q_u = \frac{2V}{L \cdot x} = \frac{2 \times 68,258.45}{12.566 \times 9.264} = 1,172.71 \text{ kN/m}^2$$

$$L = \frac{\pi}{4} \times 16^2 \div 16 = 12.566 \text{ m}$$

iii) 지반의 허용지지력 : 지반조사 보고서 참조

$$q_a = 1,785.00 \text{ kN/m}^2$$

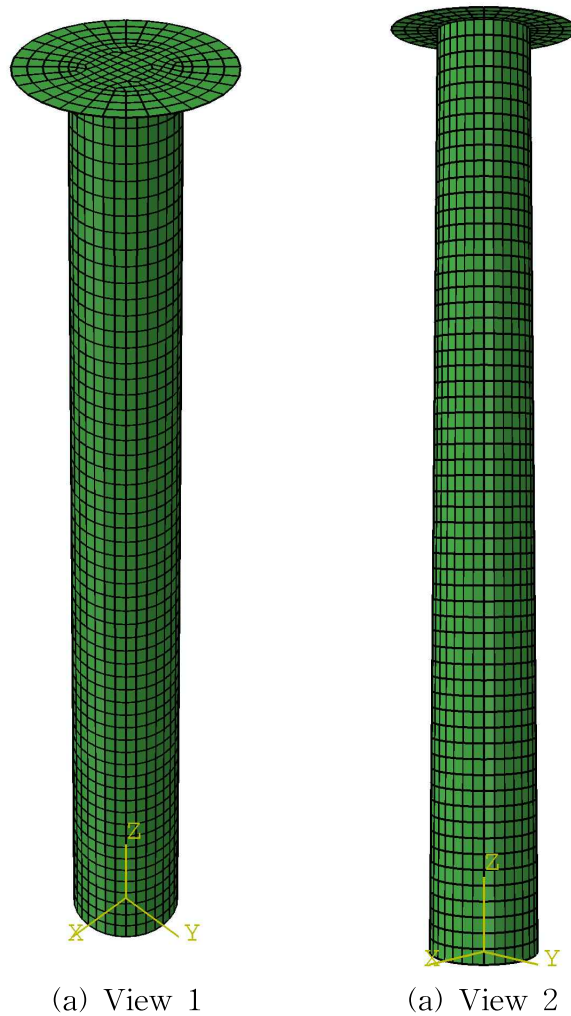
iv) 지지력 검토

$$q_u < q_a = 1,172.71 \text{ kN/m}^2 < 1,785.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\therefore \text{O.K})$$

4.1.2.4 동역학적 해석법 - 시간이력해석법

가. 해석일반

- 1) 해석개요
 - ① 해석방법 : 3차원 시간이력해석
 - ② 부재요소 : SHELL Element
- 2) 해석프로그램 : ABAQUS/Standard
- 3) 해석모델



<그림 4.1.2-10> 해석모델

나. 구조해석

1) 일반사항

- ① 범용구조해석프로그램인 ABAQUS를 사용
(3차원 SHELL 요소로 모델링 하여 시간이력해석 수행)
- ② 취수탑의 벽체는 기초상단에서 고정으로 지지된다고 가정
- ③ 시간이력하중은 평가용 응답스펙트럼을 만족하는 가속도시간이력 3쌍 생성하여 적용
- ④ 동수압은 만수위시를 적용
- ⑤ 벽체에 대해 단면력 산정
- ⑥ 진동모드는 질량참여율을 고려하여 20개 모드 고려

2) 지진시 유체의 영향

- ① 댐, 항만, 교각 등과 같이 유체와 접하고 있는 구조물은 유체의 영향을 고려한 지진해석을 수행하여야 함
- ② 유체의 영향을 고려한 구조물의 지진해석법
 - i) 지진시 유체의 동수압을 등가정적 하중으로 변환하여 등가정적 지진해석을 수행하는 진도법
 - ii) 지진시 유체의 동수압을 구조물에 부가된 유체질량으로 고려하여 동적 해석을 수행하는 부가질량법(동적유체질량법)
 - iii) 유체과 구조물의 상호작용을 엄밀히 고려하는 유체-구조물 상호작용 해석법

다. 작용하중

1) 고정하중, D (작용위치)

- ① 건축하중 : $W_1 = 2,131.60 kN$ (상부슬래브)
- ② 난간하중 : $W_2 = 37.70 kN$ (상부슬래브)
- ③ 받침하중 : $W_3 = 1,302.40 kN$ (상부슬래브)
- ④ 구조물자중 : 프로그램에서 자동계산

2) 지진하중, E

- ① 내진등급 : 내진특등급 (댐체의 내진등급 적용)
- ① 구역계수 : $Z=0.11$ (I 구역)
- ② 위험도계수 : $I=2.0$ (재현주기 2,400년)
- ③ 지반분류 : 보통암지반, S_B

④ 지진계수

- ▶ $S=1.2$ (댐설계기준)
- ▶ $C_a=0.11, C_v=0.11$ (내진설계기준연구 II)

⑤ 지표면 수평가속도계수, A_h

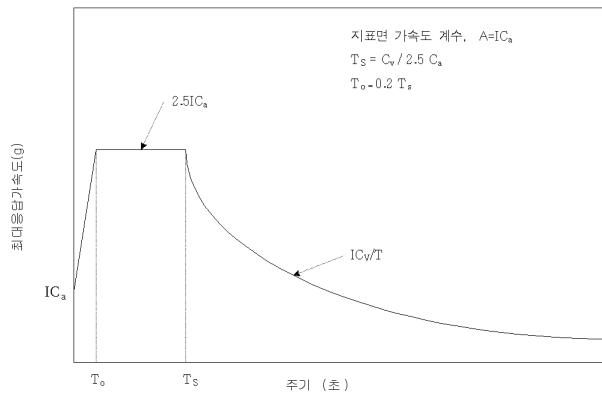
- ▶ $A_h = Z \times I \times S = 0.11 \times 2.0 \times 1.0 = 0.22$ (댐설계기준)
- ▶ $A_h = I \times C_a = 2.0 \times 0.11 = 0.22$ (내진설계기준연구 II)

⑥ 통제주기

- ▶ $T_s = \frac{C_v}{2.5 C_a} = \frac{0.11}{2.5 \times 0.11} = 0.4 \text{ sec}$
- ▶ $T_0 = 0.2 T_s = 0.2 \times 0.4 = 0.08 \text{ sec}$

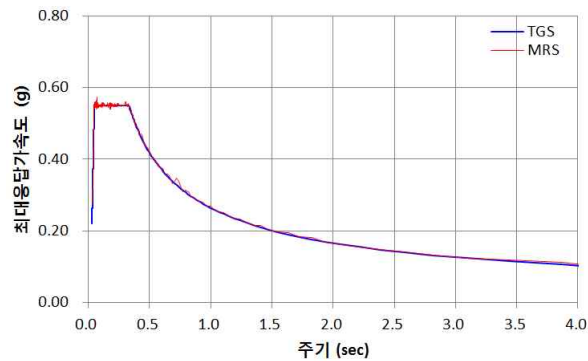
⑦ 지진하중

i) 평가용 가속도응답스펙트럼

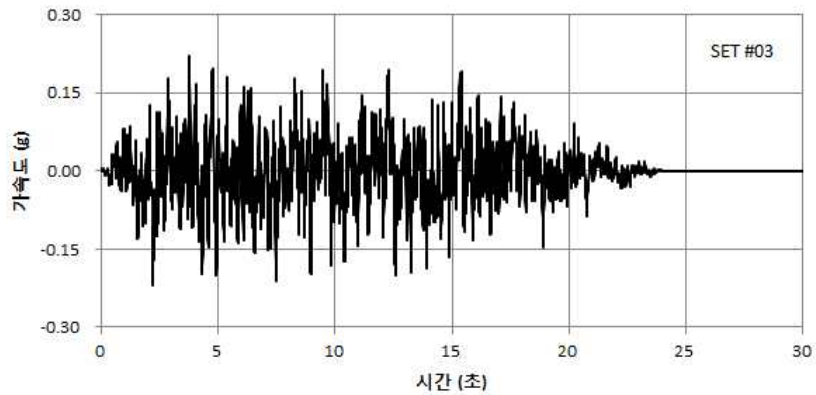
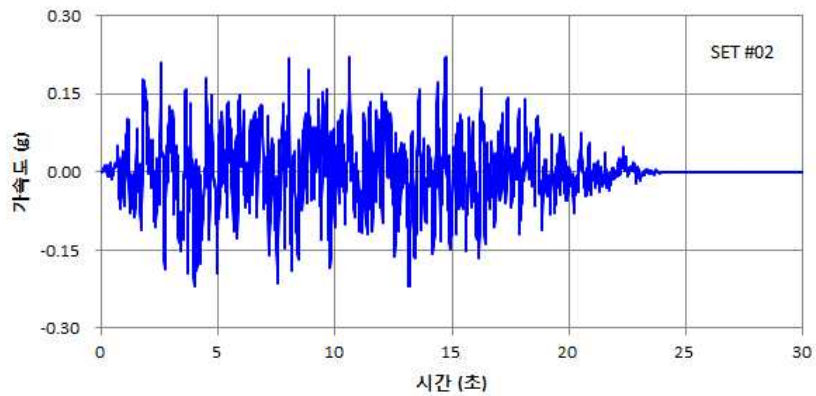
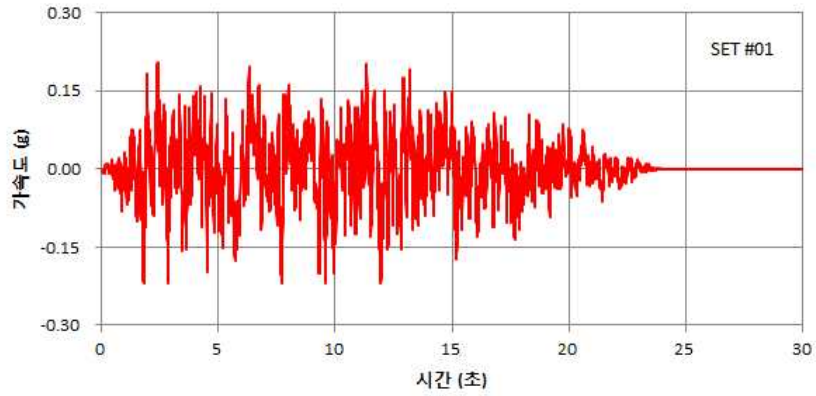


<그림 4.1.2-11> 평가용 가속도응답스펙트럼(5% 감쇠비)

ii) 평가용 가속도시간이력(3개 SET)



(a) 시간이력의 응답스펙트럼(MRS)과 평가용 응답스펙트럼(TGS)의 비교



(b) 가속도시간이력

<그림 4.1.2-12> 평가용 가속도 시간이력

⑧ 지진시 유체의 영향

- i) 지진시 내·외부 동수압을 부가질량으로 치환하여 부과
- ii) 실린더형 기둥 구조물의 내·외부 유체를 부가질량(동적유체질

량)으로 근사하여 동적 해석을 수행할 수 있는 방법 적용

⑨ Goyal & Chopra(1989) 방법에 의한 부가질량 산정

i) 외부 유체의 부가질량

(표 4.1.2-7) 지진시 외부 유체에 의한 부가질량

| 지진시 외부 유체에 의한 부가질량 계산 (원형 실린더 구조로 교축 및 교축직각방향 동일) | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------|-----------|--------|---------------------------|-------------------|---------------------|-----------|-----------------------------------|--------------|---------------------|-----------------------------------|------------|-------|
| Outside Geometry | | | | Equivalent Ellipse | | Equivalent Cylinder | | | | Infinite Long Tower | | | |
| z_0 | a_0/b_0 | a_0/H_0 | A_0 | \tilde{a}_0/\tilde{b}_0 | \tilde{a}_0/H_0 | \tilde{r}_0/H_0 | z_0/H_0 | $m_a^0(z)/m_\infty^0$ | $\rho_w A_0$ | m_∞^0 | $m_\infty^0/(\rho_w A_0)$ | $m_a^0(z)$ | |
| m | m ² | | | | | | | MN-s ² /m ² | | | MN-s ² /m ² | ton | |
| 0.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.00 | 0.982 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0494 | 96.81 |
| 2.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.04 | 0.982 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0494 | 96.81 |
| 4.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.08 | 0.982 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0494 | 96.81 |
| 6.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.12 | 0.981 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0493 | 96.71 |
| 8.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.16 | 0.981 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0493 | 96.71 |
| 10.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.20 | 0.98 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0493 | 96.61 |
| 12.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.24 | 0.979 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0492 | 96.51 |
| 14.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.28 | 0.977 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0491 | 96.31 |
| 16.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.32 | 0.975 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0490 | 96.12 |
| 18.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.36 | 0.973 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0489 | 95.92 |
| 20.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.40 | 0.971 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0488 | 95.72 |
| 22.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.44 | 0.968 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0487 | 95.43 |
| 24.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.48 | 0.964 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0485 | 95.03 |
| 26.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.52 | 0.96 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0483 | 94.64 |
| 28.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.56 | 0.956 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0481 | 94.24 |
| 30.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.60 | 0.95 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0478 | 93.65 |
| 32.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.64 | 0.94 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0472 | 92.66 |
| 34.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.68 | 0.928 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0466 | 91.48 |
| 36.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.72 | 0.91 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0457 | 89.71 |
| 38.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.76 | 0.9 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0452 | 88.72 |
| 40.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.80 | 0.87 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0437 | 85.76 |
| 42.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.84 | 0.835 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0420 | 82.31 |
| 44.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.88 | 0.77 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0387 | 75.91 |
| 46.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.92 | 0.68 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0342 | 67.03 |
| 48.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 0.96 | 0.5 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0251 | 49.29 |
| 50.0 | 1.00 | 0.0800 | 50.265 | 1.00 | 0.0800 | 0.0840 | 1.00 | 0 | 0.0503 | 0.0503 | 1.0000 | 0.0000 | 0.00 |

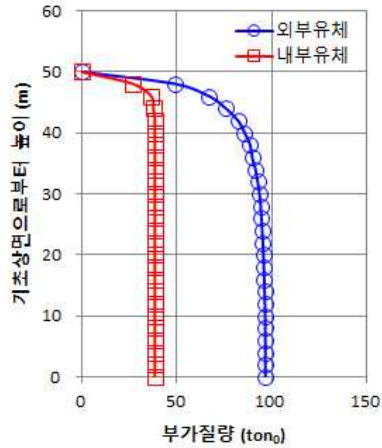
비 고 $a_0=4.00\text{m}$, $b_0=4.00\text{m}$, $H_0=50.00\text{m}$, $\rho_w=0.001\text{MN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$

ii) 내부 유체의 부가질량

(표 4.1.2-8) 지진시 내부 유체에 의한 부가질량

| 지진시 내부 유체에 의한 부가질량 계산 (원형 실린더 구조로 교축 및 교축직각방향 동일) | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------------|-----------|--------|---------------------------|-------------------|---------------------|-----------|---------------------------|------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| z_i | Inside Geometry | | | Equivalent Ellipse | | Equivalent Cylinder | | Infinite Long Tower | | $\rho_w A_i$ | $m_a^i(z)$ | |
| | a_i/b_i | a_i/H_i | A_i | \tilde{a}_i/\tilde{b}_i | \tilde{a}_i/H_i | \tilde{r}_i/H_i | z_i/H_i | $m_\infty^i/(\rho_w A_i)$ | $m_a^i(z)$ | | | |
| m | m ² | | | | | | | | | MN-s ² /m ² | MN-s ² /m ² | ton _o |
| 0.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.00 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 2.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.04 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 4.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.08 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 6.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.12 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 8.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.16 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 10.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.20 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 12.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.24 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 14.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.28 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 16.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.32 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 18.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.36 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 20.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.40 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 22.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.44 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 24.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.48 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 26.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.52 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 28.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.56 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 30.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.60 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 32.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.64 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 34.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.68 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 36.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.72 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 38.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.76 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 40.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.80 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 42.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.84 | 1.00 | 0.0196 | 0.0196 | 38.51 | |
| 44.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.88 | 0.98 | 0.0196 | 0.0192 | 37.74 | |
| 46.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.92 | 0.95 | 0.0196 | 0.0187 | 36.58 | |
| 48.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 0.96 | 0.70 | 0.0196 | 0.0137 | 26.96 | |
| 50.0 | 1.00 | 0.05 | 19.635 | 1.00 | 0.05 | 0.05 | 1.00 | 0.00 | 0.0196 | 0.0000 | 0.00 | |

비 고 $a_i=2.50\text{m}$, $b_i=2.50\text{m}$, $H_i=50.00\text{m}$, $\rho_w=0.001\text{MN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$

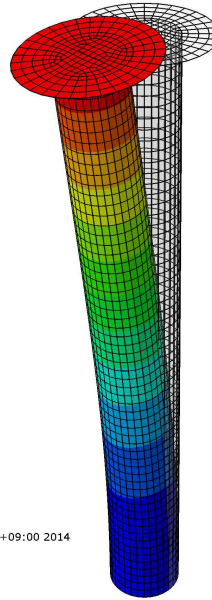
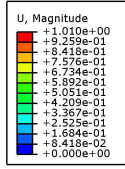


<그림 4.1.2-13> 높이별 부가질량 산정

3) 구조물의 고유주기

(표 4.1.2-9) 구조물의 고유주기

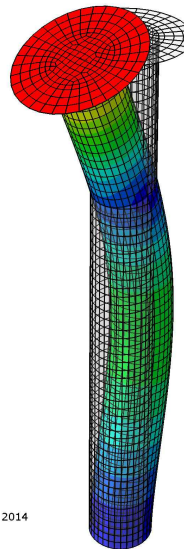
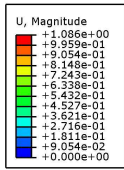
| Mode | 주기 (sec) | 모드별 질량참여율(%) | | | | | |
|------|-------------|--------------|---------|---------|----------|----------|---------|
| | | TX방향 | TY방향 | TZ방향 | RX방향 | RY방향 | RZ방향 |
| 1 | 0.6491 | 1.7725 | -0.0399 | 0.0000 | 1.6134 | 71.7090 | 0.0000 |
| 2 | 0.6491 | 0.0399 | 1.7725 | 0.0000 | -71.7090 | 1.6134 | 0.0000 |
| 3 | 0.1550 | -1.2057 | -0.0858 | 0.0000 | 1.0904 | -15.3220 | 0.0000 |
| 4 | 0.1550 | 0.0858 | -1.2057 | 0.0000 | 15.3220 | 1.0904 | 0.0000 |
| 5 | 0.1028 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | -8.7805 |
| 6 | 0.0804 | 0.0000 | 0.0000 | 1.6838 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 7 | 0.0704 | 0.2637 | 0.5656 | 0.0000 | -4.0159 | 1.8723 | 0.0000 |
| 8 | 0.0704 | 0.5656 | -0.2637 | 0.0000 | 1.8722 | 4.0157 | 0.0000 |
| 9 | 0.0427 | 0.3013 | 0.7005 | 0.0000 | -2.9663 | 1.2758 | 0.0000 |
| 10 | 0.0427 | -0.7005 | 0.3013 | 0.0000 | -1.2759 | -2.9664 | 0.0000 |
| 11 | 0.0412 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 4.7767 |
| 12 | 0.0350 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 13 | 0.0350 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 14 | 0.0324 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 15 | 0.0324 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 16 | 0.0322 | 0.0000 | 0.0000 | -3.0787 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 17 | 0.0307 | 2.0124 | 0.2013 | 0.0000 | -0.5566 | 5.5649 | 0.0001 |
| 18 | 0.0307 | -0.2013 | 2.0125 | 0.0000 | -5.5650 | -0.5566 | 0.0000 |
| 19 | 0.0298 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 20 | 0.0298 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |



ODB: Freq.odb Abaqus/Standard 6.10-1 Tue Oct 14 19:59:28 GMT+09:00 2014

Step: Frequency
 Mode 1: Value = 93.709 Freq = 1.5407 (cycles/time)
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +6.000e+00

(a) Mode #01



ODB: Freq.odb Abaqus/Standard 6.10-1 Tue Oct 14 19:59:28 GMT+09:00 2014

Step: Frequency
 Mode 3: Value = 1642.8 Freq = 6.4508 (cycles/time)
 Primary Var: U, Magnitude
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +6.000e+00

(c) Mode #3

<그림 4.1.2-14> X방향 진동모드 형상

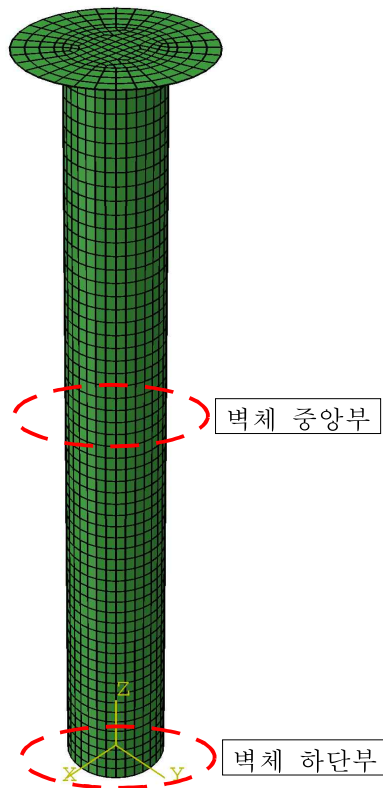
4) 하중조합

- CASE I : $1.0D+1.0E$

여기서, D : 고정하중, E : 지진하중(동수압 포함)

5) 단면력 산정위치

- 벽체 중앙부 및 하단부



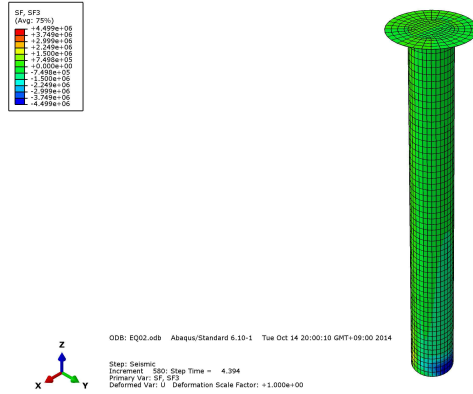
<그림 4.1.2-15> 단면력 산정위치

6) 구조해석 결과

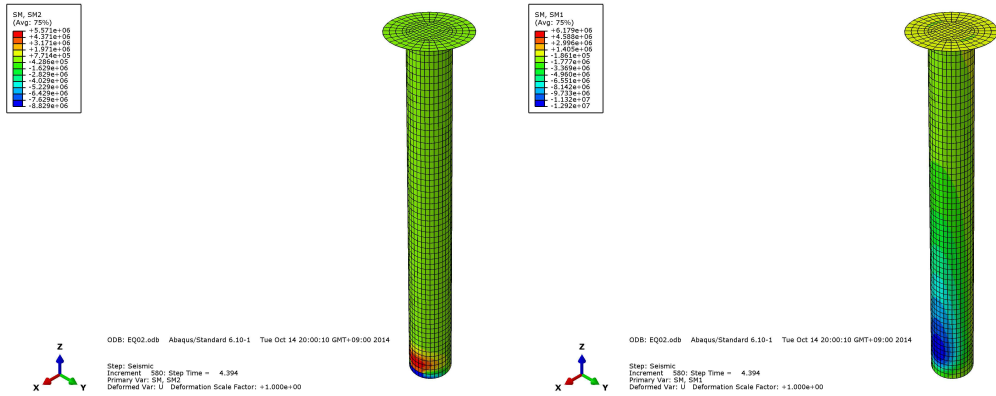
- 인공지진과 3SET 중 최대값 적용

(표 4.1.2-10) 단면력 산정

| 구 분 | | 전단력(kN) | 모멘트(kN · m) | |
|-----------|------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | 연직방향 | 수평방향 |
| 벽체 중앙부 | EQ01 | 649 | 44 | 3,894 |
| | EQ02 | 766 | 43 | 4,689 |
| | EQ03 | 584 | 43 | 4,035 |
| | 최대값 | 766 | 44 | 4,689 |
| 벽체 하단부 | EQ01 | 4,176 | 8,172 | 1,800 |
| | EQ02 | 4,579 | 8,829 | 2,093 |
| | EQ03 | 3,133 | 6,542 | 1,599 |
| | 최대값 | 4,579 | 8,829 | 2,093 |



(a) 전단력도

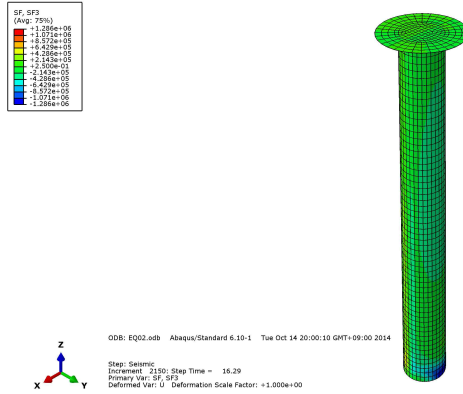


연직방향

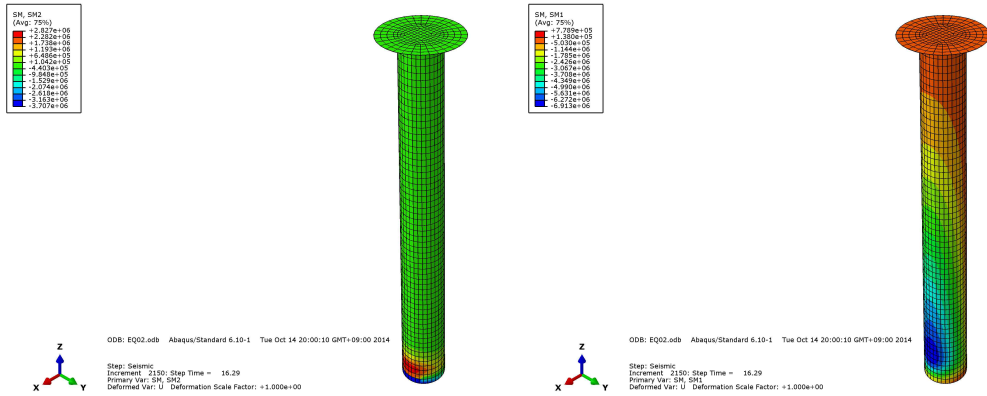
수평방향

(b) 모멘트도

<그림 4.1.2-16> 벽체 하단부 단면력도(SET #02)

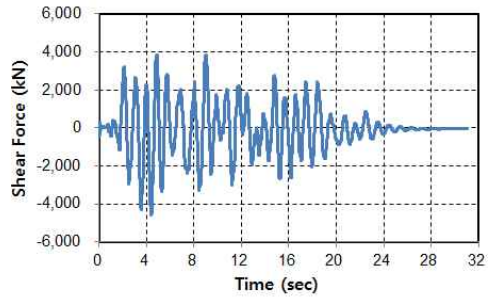


(a) 전단력도

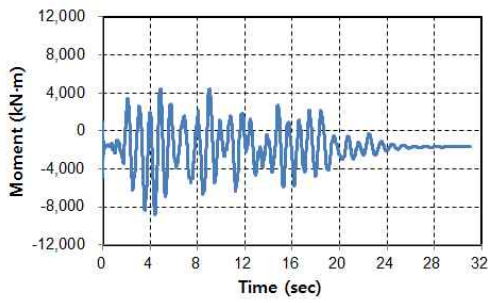


(b) 모멘트도

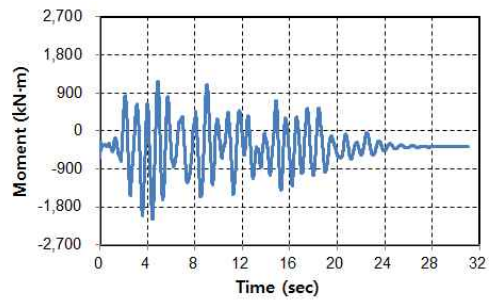
<그림 4.1.2-17> 벽체 중앙부 단면력도(SET #02)



(a) 전단력



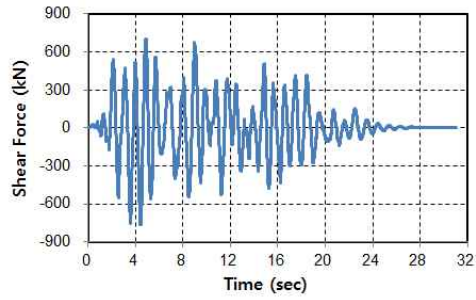
연직방향



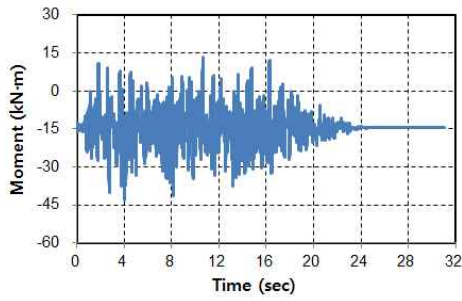
수평방향

(b) 모멘트

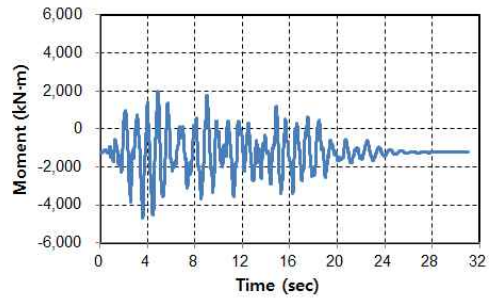
<그림 4.1.2-18> 벽체 하단부 단면력 시간이력(SET #02)



(a) 전단력



연직방향



수평방향

(b) 모멘트

<그림 4.1.2-19> 벽체 중앙부 단면력 시간이력(SET #02)

라. 단면검토

1) 단면강도 산정

① 부재별 철근상세

(표 4.1.2-11) 벽체(하단) 철근상세

| 구분 | 연직방향 | | 수평방향 | |
|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | 인장 | 전단 | 인장 | 전단 |
| 1단 배근 | H29@100, d=100 | H13-2.5, s=400 | H22@200, d=100 | H16-2.5, s=200 |
| 2단 배근 | H29@100, d=200 | - | - | - |

② 휨강도, ϕM_n

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right), \quad \phi = 1.0 \text{ (평가시)}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b}$$

i) 벽체(하단) - 연직방향

$$A_s = H29@100 + H29@100 = 12,848.0 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{12,848.0 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 223.93 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 1.0 \times 12,848.0 \times 400 \times \left(1,850 - \frac{223.93}{2} \right) \\ &= 8.93211 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$= 8,932.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 8,829 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad (\because \text{O.K})$$

ii) 벽체(하단) - 수평방향

$$A_s = H22@200 = 1,935.50 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1,935.50 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 33.73 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 1.0 \times 1,935.50 \times 400 \times \left(1,900 - \frac{33.73}{2} \right) \\ &= 1.45792 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$= 1,457.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 2,093 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u \quad (\because \text{O.K})$$

③ 전단강도, ϕV_n

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s), \quad \phi = 1.0, \quad V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d, \quad V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

i) 벽체(하단) - 연직방향

㉠ 콘크리트 단면이 부담하는 전단강도, V_c

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 1,900 = 1,645,448 N \\ &= 1,645.448 kN \end{aligned}$$

㉡ 전단철근이 부담하는 전단강도, V_s

$$\begin{aligned} A_v &= 2.5 - H13@400 mm \\ V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{316.75 \times 400 \times 1,900}{400} = 599,925 N \\ &= 599.925 kN \end{aligned}$$

㉢ 전단강도, V_n

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi (V_c + V_s) = 1.0 (1,645.448 + 599.925) = 2,245.373 kN \\ V_u &= 4,579 kN \\ \phi V_n &< V_u \quad (\because N.G) \end{aligned}$$

ii) 벽체(하단) - 수평방향

㉠ 콘크리트 단면이 부담하는 전단강도, V_c

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 1,900 = 1,645,448 N \\ &= 1,645.448 kN \end{aligned}$$

㉡ 전단철근이 부담하는 전단강도, V_s

$$\begin{aligned} A_v &= 2.5 - H16@200 mm \\ V_s &= \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{496.5 \times 400 \times 1,900}{200} = 1,886,700 N \\ &= 1,886.700 kN \end{aligned}$$

㉢ 전단강도, V_n

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi (V_c + V_s) = 1.0 (1,645.448 + 1,886.700) = 3,532.148 kN \\ V_u &= 4,579 kN \\ \phi V_n &< V_u \quad (\because N.G) \end{aligned}$$

4.2 유지관리교(연락교량)의 내진성능평가

4.2.1 일반사항

댐설계기준(2011)에서는 지진시 유지관리교(연락교량)에 대해서는 낙교의 가능성을 검토하도록 규정하고 있다. 그러나 낙교의 정의 및 기준, 적용범위 등은 명시되어 있지 않다. 도로교설계기준(2010)의 내진설계편에 수록된 내용을 살펴보면, 단경간교는 낙교의 가능성만을 검토하도록 규정하고 있으며, 유지관리교의 상부제원은 대부분이 단경간교로 설계되어 있다. 추정컨대 유지관리교의 낙교 가능성 검토 항목은 이러한 경향을 반영한 것으로 판단되며, 「기존 시설물(교량) 내진성능 평가 및 향상요령(한국시설안전공단(2011))」의 '4.3.3 받침지지길이(낙교)' 항목을 적용하여 지진시 낙교에 대한 안전성을 검토하도록 하였다.

또한 유지관리교의 교각, 앵커볼트를 포함한 교량받침, 기초에 대한 내진성능평가를 수행토록 하였다.

4.2.2 유지관리교

4.2.2.1 유지관리교 제원

(표 4.2.2-1) 유지관리교 제원

| | | | |
|--------------|---------------|---------------|------------|
| 교 량 명 | 취수탑 유지관리교 | 소 재 지 | 경남-○○ |
| 교 량연장 | 2@45.0=90.0m | 설계하중 | DB,DL-13.5 |
| 상부구조 | | 하부구조 | |
| 형식 | 개량형 PSC BEAM교 | 교대형식 | 역T형식 교대 |
| 교폭 | 3.40m | 교각형식 | T형 교각 |
| 바닥판 f_{ck} | 27MPa | 기초형식 | 확대기초 |
| 거더 f_{ck} | 45MPa | 콘크리트 f_{ck} | 27MPa |

4.2.2.2 내진 해석 조건

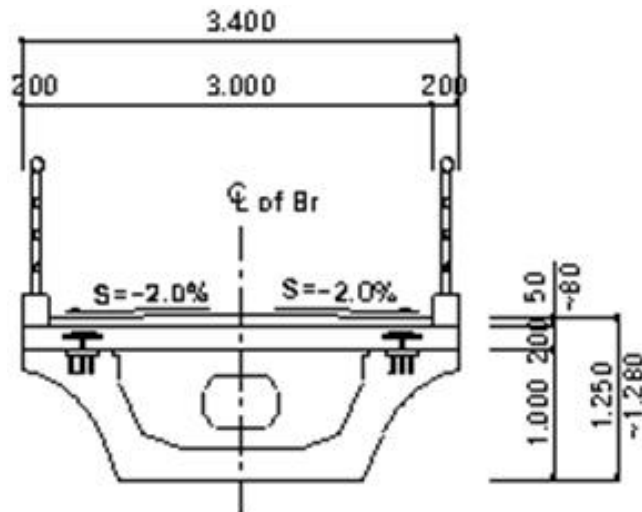
(표 4.2.2-2) 내진 해석 조건

| | |
|-----------|----------------------|
| 내진 등급 | 내진1등급교 |
| 지진구역계수 | 0.11 |
| 위험도 계수 | 1.40 |
| 가속도 계수 | 0.154 |
| 지반계수 | 1.0 (지반 종류 I) |
| 고유치 해석방법 | Eigen Value Analysis |
| MODE 조합방법 | C.Q.C 방법 |
| 받침형식 및 용량 | 탄성받침 / 2,250kN |

4.2.2.3 탄성지진력 산정

가. 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

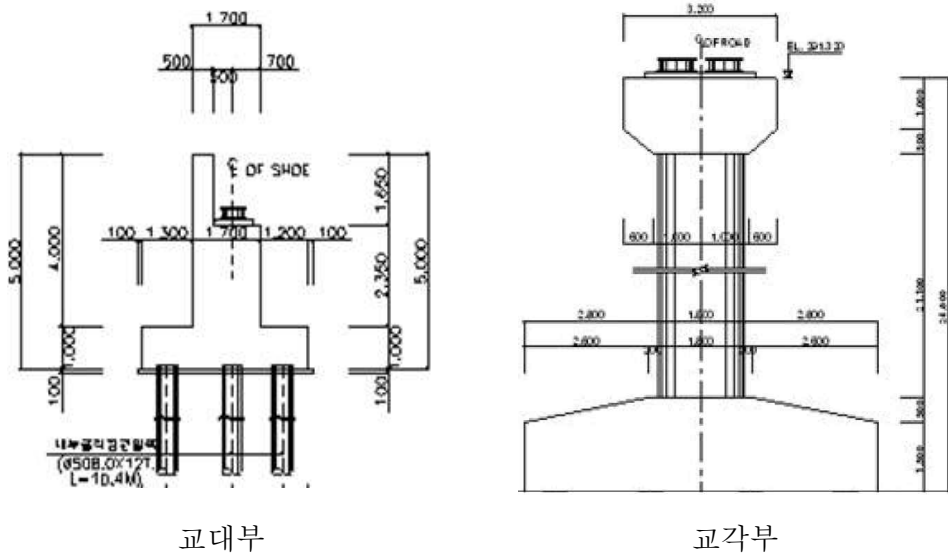
1) 상부구조 단면특성



<그림 4.2.2-1> 상부구조 단면도

2) 하부구조 단면특성

교대는 역T형, 교각은 T형으로 구성됨



<그림 4.2.2-2> 하부구조 단면도

3) 교량받침 특성

① 해석대상 교량에 탄성받침 특성

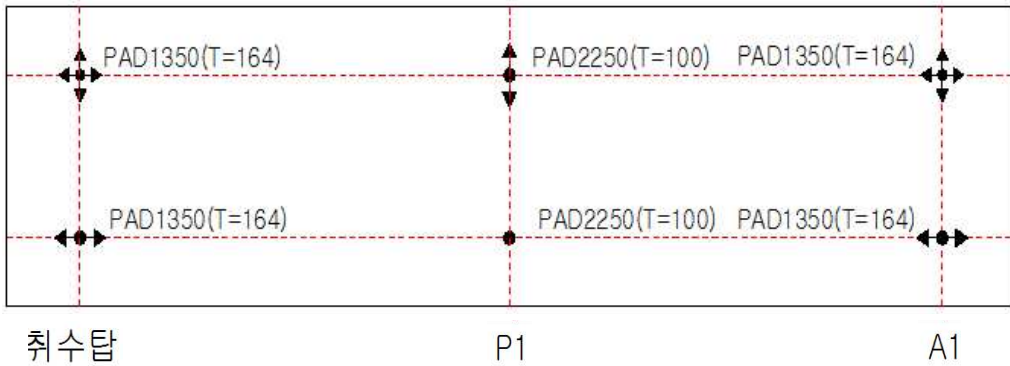
(표 4.2.2-3) 받침 특성

| 수직하중 (kN) | 허용수평력(kN) | | 압축스프링계수 (kN/m) | 전단스프링계수 (kN/m) |
|--------------|-----------|-------|-------------------|-------------------|
| | 상시 | 지진시 | | |
| 1,350 | - | 207.0 | 254,531 | 1,438 |
| 2,250 | - | 345.1 | 1,394,000 | 4,793 |

② 지반의 영향은 입력지진하중에 반영, 교각하부는 고정단으로 모델링

③ 받침은 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 스프링 계수에 대해 모델링

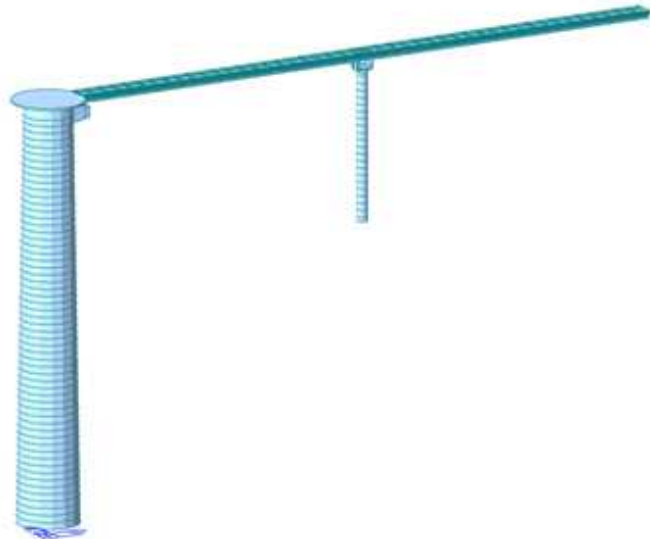
④ 교량의 받침 배치도



<그림 4.2.2-3> 받침 배치도

4) 모델링

- ① 해석대상 교량은 뼈대구조로 모델링
- ② 기초 중심부는 고정점, 받침은 선형요소를 사용, 탄성받침은 축방향 및 수평방향 강성을 적용하여 모델링
- ③ 상부 질량은 프로그램 자동계산과 프레임 요소의 단위길이당 질량으로 모델링



<그림 4.2.2-4> 구조해석 모형도

5) 자중해석에 의한 축력 산정

① 교량 받침부 반력 (교각 상부 축력, kN)

(표 4.2.2-4) 받침부 반력

| 받침번호 | 취수탑 | | 교각 | | 교대 | |
|------|---------|--------|----------|---------|---------|--------|
| | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 |
| 고정하중 | 693.75 | 693.75 | 1516.79 | 1516.79 | 693.75 | 693.75 |
| 계 | 1,387.5 | | 3,033.58 | | 1,387.5 | |

② 교각 하부 축력(kN)

(표 4.2.2-5) 교각 하부 축력

| 구분 | 상부고정하중 | 코핑 | 교각자중 | 합 계 |
|-------|----------|--------|-----------|-----------|
| 교각 하부 | 3,033.58 | 134.75 | 1,342.324 | 4,510.654 |

나. 교각(고정단) 단면해석

1) 개요

- ① 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성 산정을 위해 축력의 효과를 고려하여 모멘트-곡률(M- ϕ) 관계곡선을 산정
- ② 콘크리트는 Mander 모델 사용, 극한압축변형률 $\epsilon_{cu} = 0.002$ 로 제한, 변위연성도 $\mu_{\Delta c} \leq 1.8$ 로 제한해서 교각의 M- ϕ 곡선을 산정
- ③ 항복시 곡률은 이상화된 M- ϕ 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003$ (소성힌지부의 축방향철근이 겹이음된 경우)에 도달할 때의 곡률로 산정
단면강도를 평가하기 위해 이상화된 M- ϕ 곡선의 항복 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트를 산정함

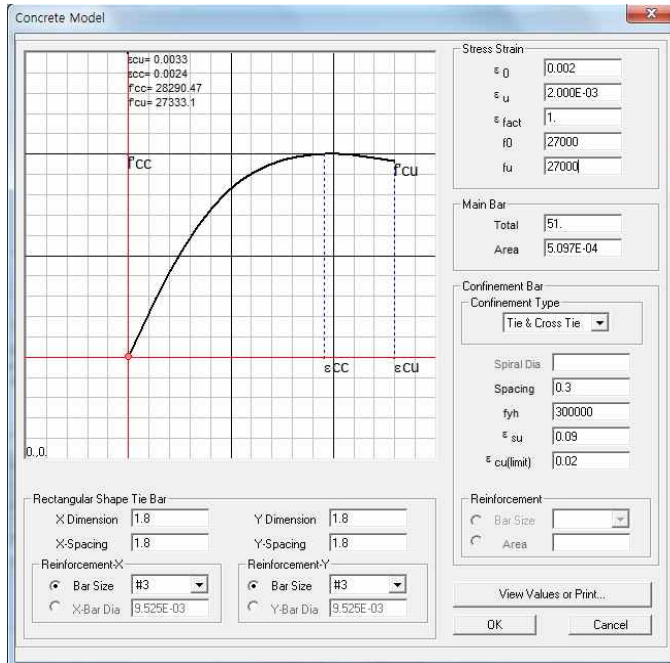
2) 콘크리트 및 철근 모델

① 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

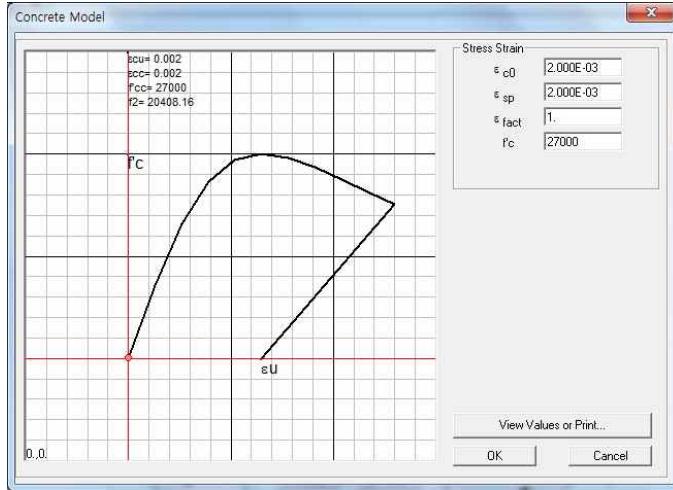
(표 4.2.2-6) 콘크리트 모델

| 설계기준 강도 | 항목 | 적용 | 단위 | 비고 |
|-------------------------|-------------------------------|-------|-----|----------|
| $f_{ck} = 27\text{MPa}$ | ϵ_{co} : 콘크리트의 초기변형률 | 0.002 | - | - |
| | ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률 | 0.002 | - | - |
| | $f'_c = f'_{cc}$: 콘크리트압축강도 | 27 | MPa | f_{ck} |

▶ Mander Confined Concrete



▶ Mander Unconfined Concrete



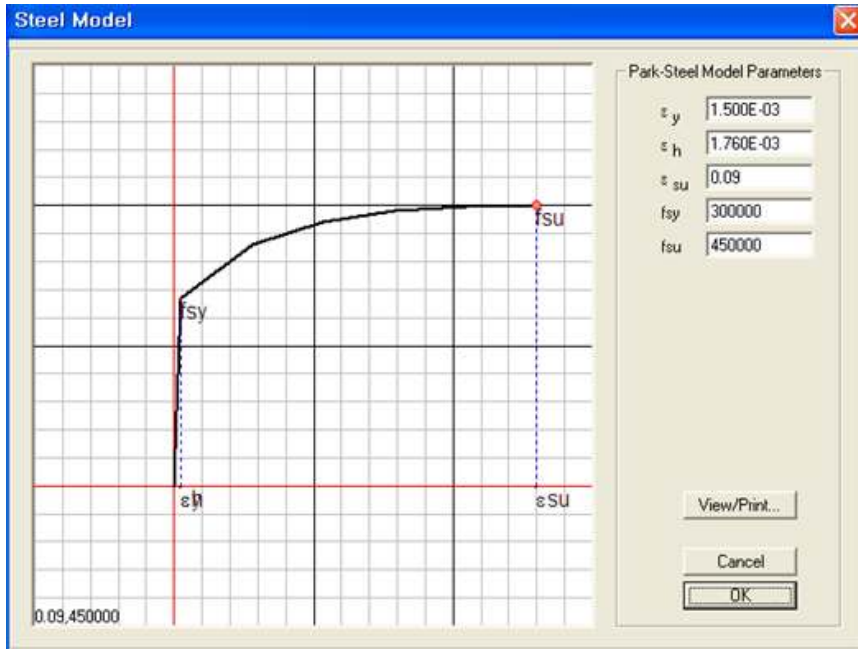
<그림 4.2.2-5> 콘크리트 모델

② 철근 모델 : Park Steel Model

(표 4.2.2-7) 철근 모델

| 설계기준 강도 | 항목 | 적용 | 근거 및 단위 | 비고 |
|-----------------------|-------------------------------|---------|-----------------------|-------------|
| $f_y = 300\text{MPa}$ | ϵ_y : 철근의 항복 변형률 | 0.0015 | $f_y/E_s = 300/20000$ | 도로교 설계기준 |
| | ϵ_h : 철근의 경화시 변형률 | 0.00176 | D29 | Shima |
| | ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률 | 0.09 | D35이하 | CALTRANS |
| | f_{sy} : 철근의 항복강도 | 300 | f_y (MPa) | 도로교 설계기준 |
| | f_{su} : 철근의 극한강도 | 450 | SD30(MPa) | Priestley |

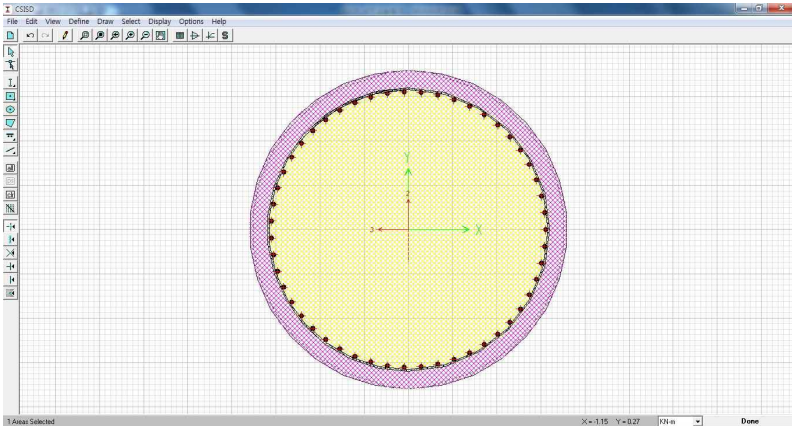
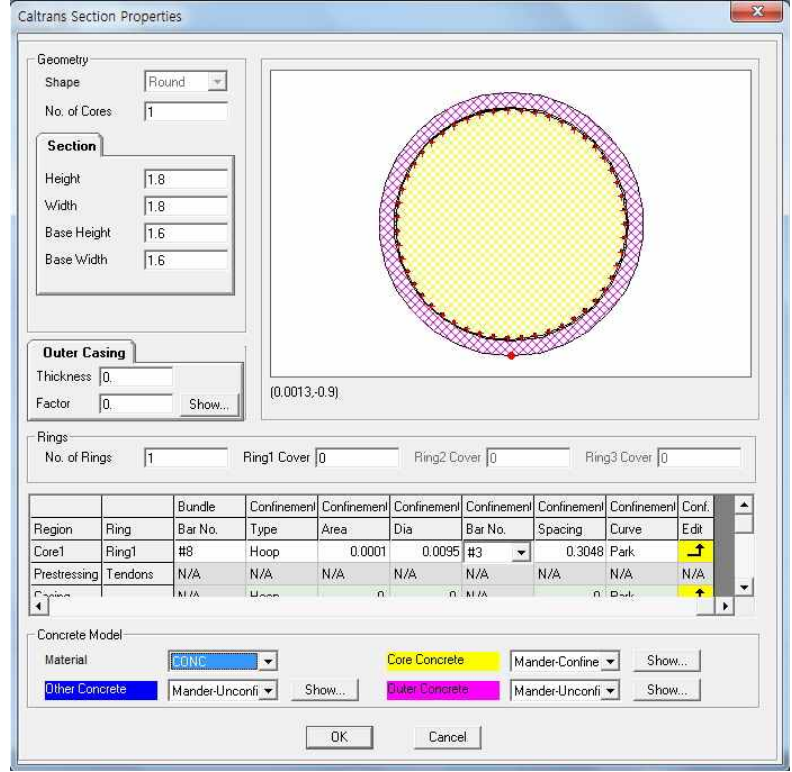
▶ Park Steel Model



<그림 4.2.2-6> 철근 모델

3) 교각의 M- ϕ 해석

① 전산 INPUT

| 구 분 | 전산해석정리 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|--|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--|--|---------|------|------|-----|---------|---------|-------|------|--|-------|-------|----|------|--------|--------|----|--------|------|---|--|--------------|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--|--------|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--|
| INPUT (기둥상세) |  | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| INPUT (data) |  <p>Caltrans Section Properties</p> <p>Geometry Shape: Round No. of Cores: 1</p> <p>Section Height: 1.8 Width: 1.8 Base Height: 1.6 Base Width: 1.6</p> <p>Outer Casing Thickness: 0. Factor: 0. Show...</p> <p>Rings No. of Rings: 1 Ring1 Cover: 0 Ring2 Cover: 0 Ring3 Cover: 0</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Region</th> <th>Ring</th> <th>Bundle</th> <th>Confinement</th> <th>Confinement</th> <th>Confinement</th> <th>Confinement</th> <th>Confinement</th> <th>Confinement</th> <th>Confinement</th> <th>Confinement</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>Bar No.</th> <th>Type</th> <th>Area</th> <th>Dia</th> <th>Bar No.</th> <th>Spacing</th> <th>Curve</th> <th>Edit</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Core1</td> <td>Ring1</td> <td>#8</td> <td>Hoop</td> <td>0.0001</td> <td>0.0095</td> <td>#3</td> <td>0.3048</td> <td>Park</td> <td>↑</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Prestressing</td> <td>Tendons</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Casing</td> <td></td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td>N/A</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>Concrete Model Material: CONC Core Concrete Mander-Confine Show... Other Concrete Mander-Unconfi Show... Outer Concrete Mander-Unconfi Show...</p> <p>OK Cancel</p> | Region | Ring | Bundle | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | | | Bar No. | Type | Area | Dia | Bar No. | Spacing | Curve | Edit | | Core1 | Ring1 | #8 | Hoop | 0.0001 | 0.0095 | #3 | 0.3048 | Park | ↑ | | Prestressing | Tendons | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | | Casing | | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | |
| Region | Ring | Bundle | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | Confinement | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Bar No. | Type | Area | Dia | Bar No. | Spacing | Curve | Edit | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Core1 | Ring1 | #8 | Hoop | 0.0001 | 0.0095 | #3 | 0.3048 | Park | ↑ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Prestressing | Tendons | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Casing | | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

<그림 4.2.2-7> 전산 INPUT

② 전산 OUTPUT

| 구분 | 전산해석정리 |
|--|--|
| <p>OUTPUT (M-ϕ 곡선) Angle=0°</p> | <p>Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -47670.094, P(ten.) = 9677.819)</p> <p>Curvature Graph: Y-axis is $\times 10^2$, X-axis is $\times 10^3$. Peak Moment-Curvature = 10350.184.</p> <p>Strain Diagram: Conc. Strain = -2.675E-03, Steel Strain = 5.927E-03, Neutral Axis = 0.3785.</p> <p>Analysis Control: <input checked="" type="checkbox"/> First Concrete Failure, <input checked="" type="checkbox"/> First Rebar Failure, <input type="checkbox"/> User Defined Curvature.</p> <p>Parameters: P [Tension +ve] = -4767.01, Max Curvature = 6.649E-03, Phi-Conc = .00664905, Phi-Steel = N/A, I-Crack = .163, P-yield = .00212553.</p> |
| <p>OUTPUT (M-ϕ 곡선) Angle=90°</p> | <p>Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -47670.094, P(ten.) = 9677.819)</p> <p>Curvature Graph: Y-axis is $\times 10^2$, X-axis is $\times 10^3$. Peak Moment-Curvature = 10343.864.</p> <p>Strain Diagram: Conc. Strain = -2.574E-03, Steel Strain = 5.815E-03, Neutral Axis = 0.3853.</p> <p>Analysis Control: <input checked="" type="checkbox"/> First Concrete Failure, <input checked="" type="checkbox"/> First Rebar Failure, <input type="checkbox"/> User Defined Curvature.</p> <p>Parameters: P [Tension +ve] = -4767.01, Max Curvature = 6.649E-03, Phi-Conc = .00664862, Phi-Steel = N/A, I-Crack = .163, P-yield = .00212486.</p> |

<그림 4.2.2-8> 전산 OUTPUT

③ 교축방향 교각하단 M- ϕ 해석결과

(표 4.2.2-8) 교축방향 M- ϕ 해석결과

| 구 분 | 모멘트(kN · m) | 곡률(m ⁻¹) | 비 고 |
|-------|-------------|----------------------|-------------------------|
| 초기항복시 | 8,608 | 0.00213 | M_{yi}^L, ϕ_{yi}^L |
| 항복시 | 9,366 | 0.00252 | M_y^L, ϕ_y^L |
| 극한시 | 10,350 | 0.00665 | M_u^L, ϕ_u^L |

④ 교축직각방향 교각하단 M- ϕ 해석결과

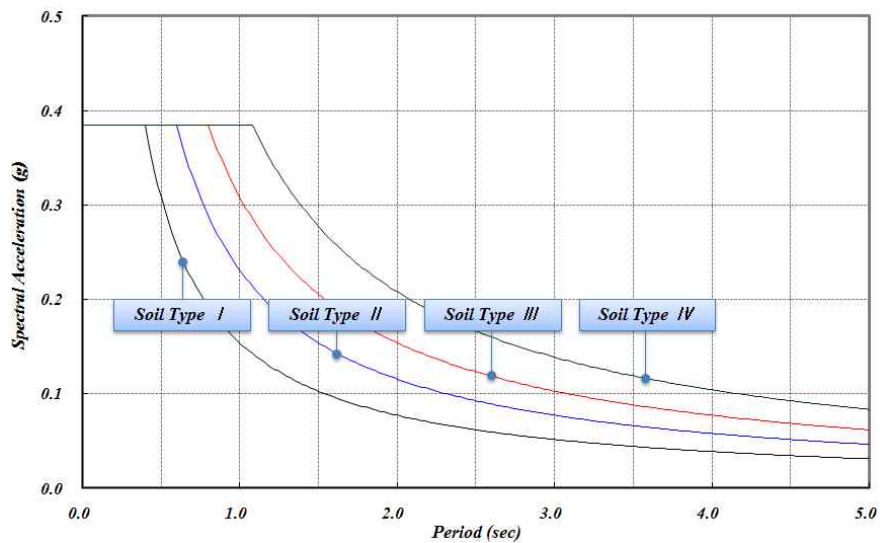
(표 4.2.2-9) 교축직각방향 M- ϕ 해석결과

| 구 분 | 모멘트(kN · m) | 곡률(m ⁻¹) | 비 고 |
|-------|-------------|----------------------|-------------------------|
| 초기항복시 | 8,607 | 0.00212 | M_{yi}^T, ϕ_{yi}^T |
| 항복시 | 9,374 | 0.00252 | M_y^T, ϕ_y^T |
| 극한시 | 10,344 | 0.00665 | M_u^T, ϕ_u^T |

다. 지진해석에 의한 탄성지진력 산정

1) 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- ① 교량내진등급 : 내진 I 등급교
- ② 지진재현주기 : 1,000년
- ③ 지진구역계수 : 0.11 (지진구역 I)
- ④ 위험도 계수 : $I = 1.4$
- ⑤ 가속도 계수 : $A = 0.11 \times 1.4 = 0.154g$
- ⑥ 지반 계수 : $S = 1.00$ (지반종류 I)



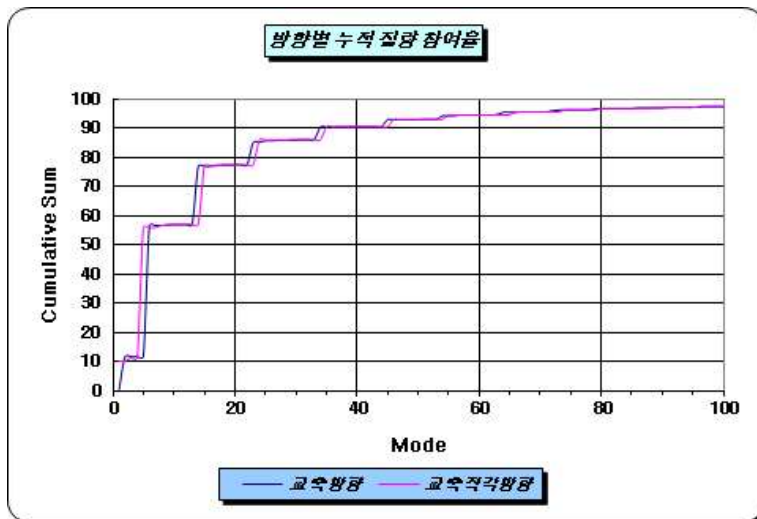
<그림 4.2.2-9> 평가응답스펙트럼

2) 지진 해석결과

① 고유치 해석결과

(표 4.2.2-10) 고유치 해석결과

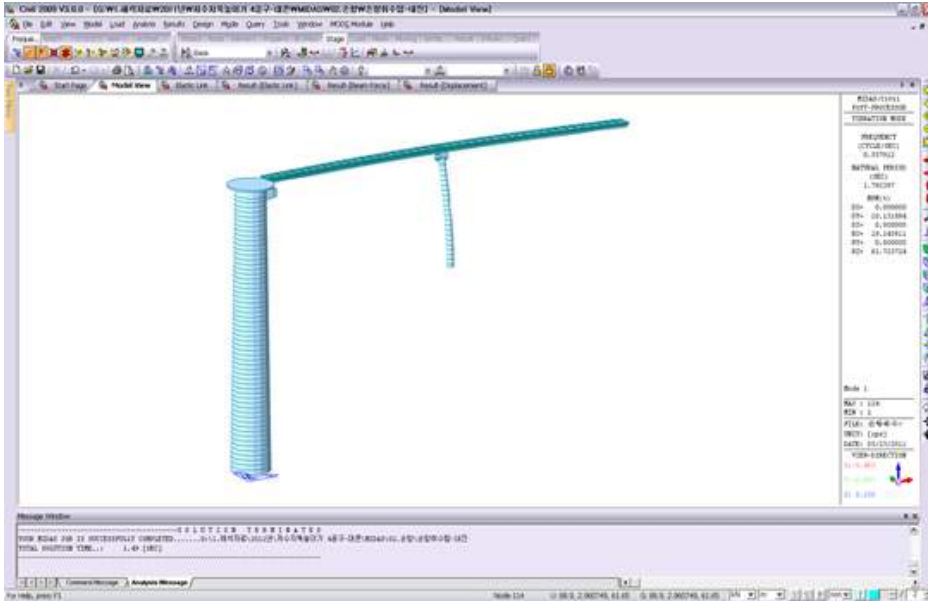
| MODE | PERIOD | INDIVIDUAL MODE (%) | | | CUMULATIVE SUM (%) | | | 비 고 |
|-------------|------------|---------------------|--------|-------|--------------------|--------|--------|-----|
| | (CYC/TIME) | UX | UY | UZ | UX | UY | UZ | |
| 1 | 1.7924 | 0.000 | 10.130 | 0.000 | 0.000 | 10.130 | 0.000 | 교직 |
| 2 | 1.5315 | 11.600 | 0.000 | 0.000 | 11.600 | 10.130 | 0.000 | 교축 |
| 3 | 1.0531 | 0.000 | 1.020 | 0.000 | 11.600 | 11.150 | 0.000 | |
| 4 | 0.9280 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 11.600 | 11.150 | 0.000 | |
| 5 | 0.7204 | 0.000 | 44.680 | 0.000 | 11.600 | 55.830 | 0.000 | |
| 6 | 0.7170 | 44.890 | 0.000 | 0.010 | 56.490 | 55.830 | 0.010 | |
| 7 | 0.5992 | 0.050 | 0.000 | 5.700 | 56.550 | 55.830 | 5.710 | |
| 8 | 0.5677 | 0.000 | 0.780 | 0.000 | 56.550 | 56.620 | 5.710 | |
| 9 | 0.3662 | 0.310 | 0.000 | 0.000 | 56.860 | 56.620 | 5.710 | |
| 10 | 0.3450 | 0.000 | 0.270 | 0.000 | 56.860 | 56.890 | 5.710 | |
| • • • | | | | | | | | |
| 96 | 0.0083 | 0.000 | 0.280 | 0.000 | 97.060 | 97.300 | 94.550 | |
| 97 | 0.0083 | 0.240 | 0.000 | 0.030 | 97.290 | 97.300 | 94.580 | |
| 98 | 0.0083 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 97.290 | 97.300 | 94.580 | |
| 99 | 0.0081 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 97.290 | 97.300 | 94.580 | |
| 100 | 0.0077 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 97.290 | 97.300 | 94.580 | |



<그림 4.2.2-10> 진동모드의 누적 질량 참여율(%)

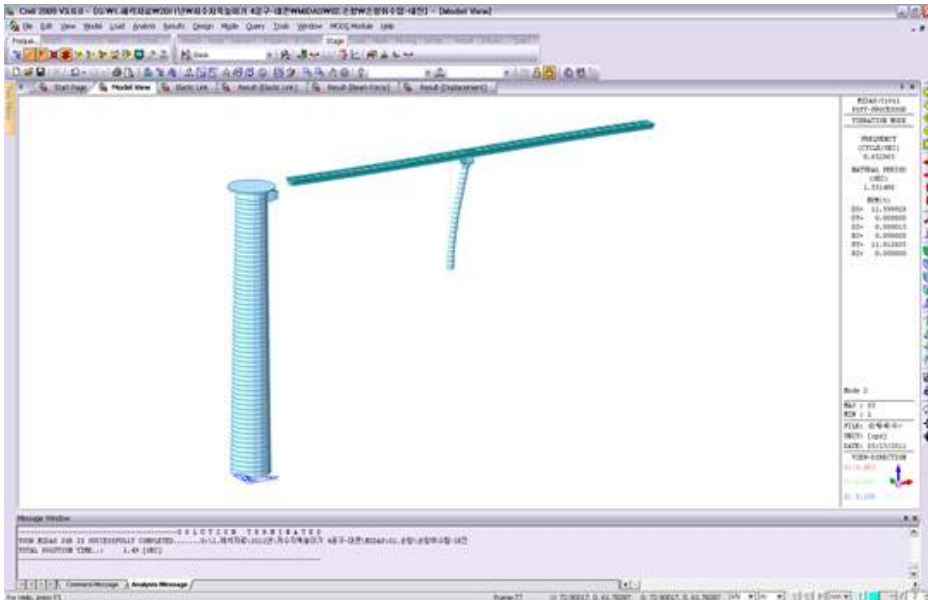
② 주요 모드 형상(Mode Shape)

- 교축직각방향 ($T = 1.7924 \text{ sec}$)



<그림 4.2.2-11> 교축직각방향 1차 모드 형상

- 교축방향 ($T = 1.5315 \text{ sec}$)



<그림 4.2.2-12> 교축방향 1차 모드 형상

③ 해석결과

(표 4.2.2-11) 교각 하부 전단력

| 구분 | 교축방향 해석 | | 교축직각방향 해석 | |
|----|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | 교축방향 전단력(kN) | 교직방향 전단력(kN) | 교축방향 전단력(kN) | 교직방향 전단력(kN) |
| 교각 | 169.380 | 0.000 | 0.000 | 209.820 |

(표 4.2.2-12) 교각 하부 모멘트

| 구분 | 교축방향 해석 | | 교축직각방향 해석 | |
|----|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | 교축방향 모멘트(kN·m) | 교직방향 모멘트(kN·m) | 교축방향 모멘트(kN·m) | 교직방향 모멘트(kN·m) |
| 교각 | 3213.740 | 0.000 | 0.000 | 4168.780 |

(표 4.2.2-13) 교각부 탄성받침 1기당 최대발생력(kN)

| 구분 | | 교축방향 지진하중 재하시 | | 교축직각방향 지진하중 재하시 | |
|----|---|---------------|--------|-----------------|--------|
| | | 교축방향 | 교축직각방향 | 교축방향 | 교축직각방향 |
| 교각 | 1 | 53.950 | 0.000 | 1.800 | 73.370 |
| | 2 | 53.950 | 0.000 | 1.800 | 73.370 |

(표 4.2.2-14) 교각부 탄성받침 1기당 최대발생변위(mm)

| 구분 | | 교축방향 지진하중 재하시 | | 교축직각방향 지진하중 재하시 | |
|----|---|---------------|--------|-----------------|--------|
| | | 교축방향 | 교축직각방향 | 교축방향 | 교축직각방향 |
| 교각 | 1 | 11.369 | 0.000 | 0.000 | 15.308 |
| | 2 | 11.369 | 0.000 | 0.000 | 15.308 |

④ 교각(고정단) 하중경우별 해석결과(30% 규정 적용)

- ▶ 하중 경우 1 : 1.0 x (교축방향해석) + 0.3 x (교직방향해석)
- ▶ 하중 경우 2 : 0.3 x (교축방향해석) + 1.0 x (교직방향해석)

(표 4.2.2-15) 교각 하부 전단력

| 구분 | 교축방향(kN) | | 교축직각방향(kN) | |
|----|----------|--------|------------|--------|
| | 하중경우 1 | 하중경우 2 | 하중경우 2 | 하중경우 1 |
| 교각 | 169.380 | 50.814 | 209.820 | 62.946 |

(표 4.2.2-16) 교각 하부 모멘트

| 구분 | 교축방향(kN) | | 교축직각방향(kN) | |
|----|----------|---------|------------|----------|
| | 하중경우 1 | 하중경우 2 | 하중경우 2 | 하중경우 1 |
| 교각 | 3213.740 | 964.122 | 4168.780 | 1250.634 |

(표 4.2.2-17) 교각부 탄성받침 1기당 최대발생력(kN)

| 구분 | | 교축방향 지진하중 재하시 | | 교축직각방향 지진하중 재하시 | |
|----|---|---------------|--------|-----------------|--------|
| | | 하중경우 1 | 하중경우 2 | 하중경우 2 | 하중경우 1 |
| 교각 | 1 | 54.490 | 17.985 | 73.370 | 22.011 |
| | 2 | 54.490 | 17.985 | 73.370 | 22.011 |

4.2.2.4 내진성능 평가

가. 교각의 내진성능 평가

1) 교각(고정단)의 형식 특성값

(표 4.2.2-18) 교각의 특성값

| 구 분 | 교축방향 | 교축직각방향 | 비 고 |
|------------|----------|-------------------------|----------|
| 거동형태 | 켄틸레버식 | 켄틸레버식 | |
| 교각유효높이(He) | 22.6m | 23.7m (22.6+0.4+0.7) | 하중작용점 높이 |
| 진동주기(T) | 1.532sec | 1.792sec | 구조해석결과 |

2) 교각(고정단)의 휨단면강도 산정

단면강도는 수평하중에 대한 부재의 최대저항능력으로, 하중작용점의 높이는 교축방향에 대해서는 교각의 상단, 교축직각방향에 대해서는 상부구조 질량의 중심 높이로 산정

① 교축방향 - 교각하단

$$\begin{aligned} \bullet F_y^L &= \frac{M_y^L}{H_e^L} = \frac{9,366}{22.6} = 414.425 \text{ kN} \\ \bullet F_f^L &= \frac{M_n^L}{H_e^L} = \frac{10,350}{22.6} = 457.965 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 교축직각방향 - 교각하단

$$\begin{aligned} \bullet F_y^T &= \frac{M_y^T}{H_e^T} = \frac{9,374}{23.7} = 395.527 \text{ kN} \\ \bullet F_f^T &= \frac{M_n^T}{H_e^T} = \frac{10,344}{23.7} = 436.456 \text{ kN} \end{aligned}$$

여기서, F_y^L, F_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향
휨단면강도(kN)

F_f^L, F_f^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향
휨단면강도(kN)

M_y^L, M_y^T : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향
휨모멘트(kN · m)

M_n^L, M_n^T : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향
공칭휨모멘트(kN · m)

H_e^L, H_e^T : 교각의 교축 및 교축직각방향 유효높이(m)

3) 교각(고정단)의 공급연성도 산정

① 교축방향

i) 항복변위 Δ_y

$$\bullet \Delta_y^L = \frac{\phi_y^L \cdot (H_e^L)^2}{3} = \frac{0.00252 \times 22.6^2}{3} = 0.429 \text{ m}$$

ii) 소성힌지길이 L_p (단, $L_p \geq 0.044 \cdot f_y d_{bl}$)

$$\bullet L_p^L = 0.08 H_e^L + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 22.6 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 1.973 \text{ m}$$

$$\geq 0.044 \cdot f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.330 \text{ m}$$

여기서, f_y : 축방향철근 항복강도 (MPa)

d_{bl} : 기둥의 축방향철근 직경 (m)

iii) 소성변위 Δ_p

$$\bullet \theta_p^L = (\phi_u^L - \phi_y^L) \cdot L_p^L = (0.00665 - 0.00252) \times 1.973 = 0.0082$$

$$\bullet \Delta_p^L = \left(\frac{M_u^L}{M_y^L} - 1 \right) \Delta_y^L + \theta_p^L \left(H_e^L - \frac{L_p^L}{2} \right) = \left(\frac{10,350}{9,366} - 1 \right) \times 0.42853 + 0.0082 \times \left(22.6 - \frac{1.973}{2} \right) = 0.222 \text{ m}$$

iv) 극한변위 Δ_u

$$\bullet \Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.429 + 0.222 = 0.651 \text{ m}$$

v) 공급변위연성도 μ_{Δ_c} (단, $\mu_{\Delta_c} \leq 1.80$)

$$\bullet \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \frac{0.651}{0.429} = 1.517 \leq 1.80 \text{ 제한}$$

(축방향철근 겹이음 존재)

$$\therefore \mu_{\Delta_c}^L = 1.517$$

② 교축직각방향-기둥하단

i) 항복변위 Δ_y

$$\bullet \Delta_y^T = \frac{\phi_y^T \cdot (H_e^L)^2}{3} = \frac{0.00252 \times 23.7^2}{3} = 0.471 \text{ m}$$

ii) 소성힌지길이 L_p (단, $L_p \geq 0.044 \cdot f_y d_{bl}$)

$$\begin{aligned} \bullet L_p^T &= 0.08 H_e^T + 0.022 f_y d_{bl} \\ &= 0.08 \times 23.7 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 2.061 \\ &\geq 0.044 \cdot f_y d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.330 \text{ m} \end{aligned}$$

iii) 소성변위 Δ_p

$$\begin{aligned} \bullet \theta_p^T &= (\phi_u^T - \phi_y^T) \cdot L_p^T = (0.00665 - 0.00252) \times 2.061 = 0.0085 \\ \bullet \Delta_p^T &= \left(\frac{M_u^T}{M_y^T} - 1 \right) \Delta_y^T + \theta_p^T \left(H_e^T - \frac{L_p^T}{2} \right) \\ &= \left(\frac{10,344}{9,374} - 1 \right) \times 0.47126 + 0.0085 \times \left(23.7 - \frac{2.061}{2} \right) = 0.242 \text{ m} \end{aligned}$$

iv) 극한변위 Δ_u

$$\bullet \Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.471 + 0.242 = 0.713 \text{ m}$$

v) 공급변위연성도 μ_{Δ_c} (단, $\mu_{\Delta_c} \leq 1.80$)

$$\bullet \mu_{\Delta_c}^T = \frac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \frac{0.713}{0.471} = 1.514 \leq 1.80 \text{ 제한 (축방향철근 겹이음 존재)}$$

$$\therefore \mu_{\Delta_c}^T = 1.514$$

4) 교각(고정단)의 전단강도

① 교축방향

i) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c

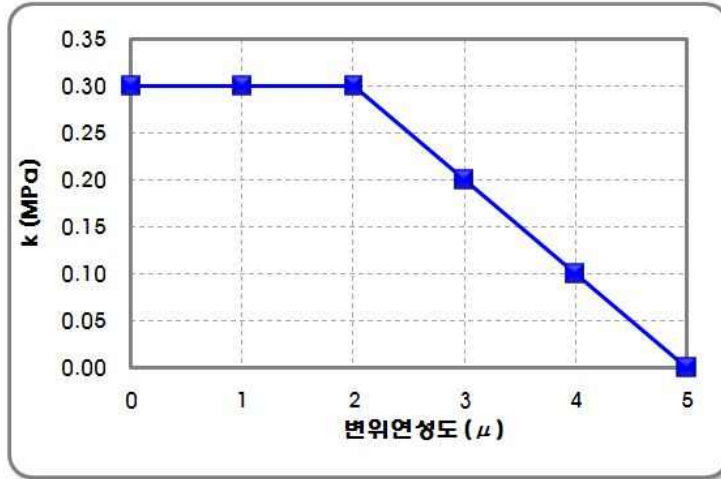
$$\bullet V_c^L = k^L \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.30 \sqrt{27} \times 2.036 = 3,173 \text{ kN}$$

여기서, $k^L = 0.3$ ($k = 0.3 - 0.1(\mu_{\Delta_c} - 2)$)

단, $\mu_{\Delta_c} \leq 2.0$ 이면 $k = 0.3$)

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 2.545 = 2.036 \text{ m}^2 \quad (\text{유효 단면적})$$

$$A_{\text{gross}} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1.80^2}{4} = 2.545 \text{ m}^2$$



<그림 4.2.2-13> 부재의 공급변위연성도에 따른 콘크리트 전단강도 감소계수 k

ii) 전단철근이 부담하는 전단강도 V_s

$$\bullet \quad V_s^L = \frac{\pi A_v f_y D'}{2s} = \frac{\pi \times 198.6 \times 300 \times 1,641.3}{2 \times 300} = 512 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$

(전단력 작용방향 횡철근 1층의 단면적, D16)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) + \text{축방향 철근 직경} + \text{횡방향 철근 직경}$

$$= 1800 - 2 \times 100 + 25.4 + 15.90$$

$$= 1,641.3 \text{ mm (횡철근 중심간 거리)}$$

iii) 축력에 의한 전단강도 V_p

$$\bullet \quad V_p^L = 0.15 \frac{P \times h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,606.08 \times 1.80}{22.600} = 55.028 \text{ kN}$$

여기서, $P = 4,606.08 \text{ kN}$

(구조해석에서 얻은 교각의 최소 계수축력)

$$h = 1.800 \text{ m } (= D), \quad L_s = 22.600 \text{ m } (= H_e)$$

iv) 전단강도 V_n

$$\therefore V_n^L = V_c^L + V_s^L + V_p^L = 3,173 + 512 + 55 = 3,740 \text{ kN}$$

② 교축직각방향 기둥하단

i) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c

$$\bullet V_c^T = k^T \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.30 \sqrt{27} \times 2.036 = 3,173 \text{ kN}$$

여기서, $k^T = 0.3$ ($k = 0.3 - 0.1(\mu_{\Delta c} - 2)$)

단, $\mu_{\Delta c} \leq 2.0$ 이면 $k = 0.3$)

$$A_e = 0.8 \times A_{\text{gross}} = 0.8 \times 2.545 = 2.036 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{gross}} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1.80^2}{4} = 2.545 \text{ m}^2$$

ii) 전단철근이 부담하는 전단강도 V_s

$$\bullet V_s^T = \frac{\pi A_v f_y D'}{2s} = \frac{\pi \times 198.6 \times 300 \times 1,641.3}{2 \times 300} = 512 \text{ kN}$$

여기서, $A_v = 198.6 \text{ mm}^2$

(전단력 작용방향 횡철근 1층의 단면적, D16)

$D' = D(\text{기둥폭}) - 2c(\text{피복}) + \text{축방향철근직경} + \text{횡방향철근직경}$

$$= 1800 - 2 \times 100 + 25.4 + 15.9$$

$$= 1,641.3 \text{ mm (횡철근 중심간거리)}$$

iii) 축력에 의한 전단강도 V_p

$$\bullet V_p^T = 0.15 \frac{P \times h}{L_s} = 0.15 \times \frac{4,606.08 \times 1.80}{23.70} = 52.474 \text{ kN}$$

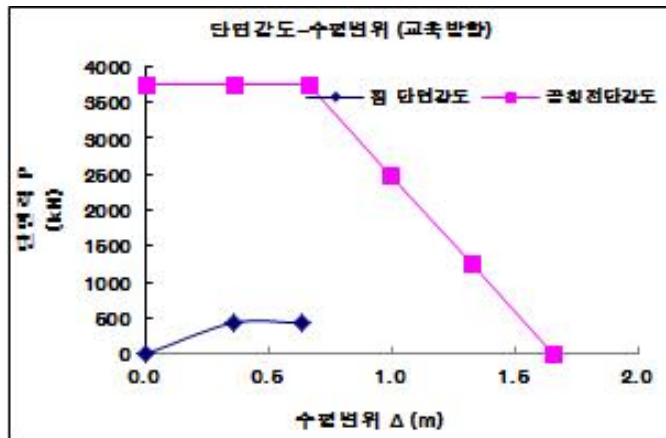
여기서, $P = 4,606.080 \text{ kN}$

(구조해석에서 얻은 교각의 최소 계수축력)

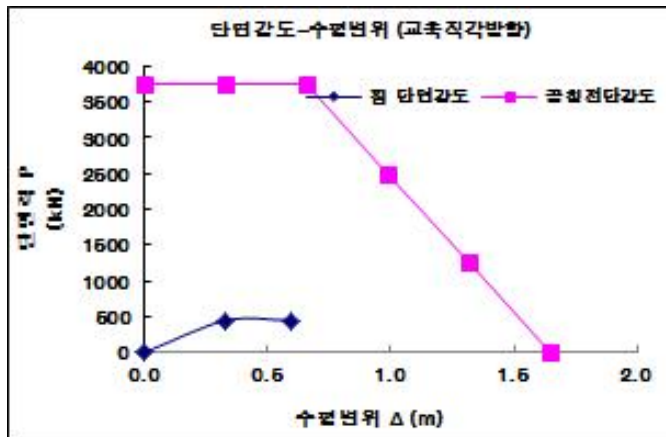
$$h = 1.800 \text{ m } (= D) , \quad L_s = 23.640 \text{ m } (= H_e)$$

iv) 전단강도 V_n

$$\therefore V_n^T = V_c^T + V_s^T + V_p^T = 3,173 + 512 + 53 = 3,738 \text{ kN}$$



<그림 4.2.2-14> 교축방향 공급역량곡선에 의한 파괴모드 결정



<그림 4.2.2-15> 교축직각방향 공급역량곡선에 의한 파괴모드 결정

③ 교각(고정단)의 파괴모드

∴ 교각(고정단)는 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않아 교각은 '휨파괴 모드'에 의해 지배됨

5) 교각(고정단)의 소요역량 산정

① 교축방향

i) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned} \bullet M_{E,pd}^L &= M_E^L + P \cdot \Delta_E^L \\ &= 3,213.74 + 3,033.58 \times 0.05745 \\ &= 3,388.02 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

여기서, M_E^L : 교축방향 탄성지진모멘트

P : 교각 상단에 작용하는 축력

Δ_E^L : 교축방향 탄성지진변위

ii) 단면강도비 R_s

$$\bullet R_s^L = \frac{M_{E,pd}^L}{M_n^L} = \frac{3,388}{10,350} = 0.327$$

∴ 탄성영역상에서 거동

② 교축직각방향 - 기둥하단

i) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$

$$\begin{aligned} \bullet M_{E,pd}^T &= M_E^T + P \cdot \Delta_E^T \\ &= 4,168.78 + 3,033.58 \times 0.07503 \\ &= 4,396.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

여기서, M_E^T : 교축직각방향 탄성지진모멘트

P : 교각 상단에 작용하는 축력

Δ_E^T : 교축직각방향 탄성지진변위

ii) 단면강도비 R_s

$$\bullet R_s^T = \frac{M_{el,pd}^T}{M_n^T} = \frac{4,396}{10,344} = 0.425$$

∴ 탄성영역상에서 거동

6) 교각(고정단)의 내진성능 평가

① 공급역량(휨모멘트)

- ▶ 교축방향 : $M_c^L = 10,350 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- ▶ 교축직각방향 : $M_{B,c}^T = 10,344 \text{ kN} \cdot \text{m}$

② 소요역량(휨모멘트)

- ▶ 교축방향 : $M_d^L = 3,388 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- ▶ 교축직각방향 : $M_{B,d}^T = 4,396 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③ 평가(휨모멘트)

- ▶ 교축방향 : $\frac{M_c^L}{M_d^L} = \frac{10,350}{3,388} = 3.055 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$
- ▶ 교축직각방향 : $\frac{M_{B,c}^T}{M_{B,d}^T} = \frac{10,344}{4,396} = 2.353 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

나. 교각부 교량 받침의 내진성능 평가

교각의 받침부 평가시 지진하중은 교각의 단면강도와 받침부 발생지진력 중 작은 값을 취함

1) 받침 본체 - 횡방향 저항력

① 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- ▶ 교축방향 $f_B^L = 345.1 \text{ kN}$
- ▶ 교축직각방향 $f_B^T = 345.1 \text{ kN}$

② 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

- ▶ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당의 횡방향 저항용량(f_B) $\times R$
- ▶ 교축방향 $F_{B,C}^L = 345.1 \times 1.0 = 345.1 \text{ kN}$
- ▶ 교축직각방향 $F_{B,C}^T = 345.1 \times 1.0 = 345.1 \text{ kN}$

③ 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D} = \text{Min}$

(교각 단면강도, 발생지진력)

- ▶ 교각 단면강도 = 기둥 1개당 상부전단력($[V_E]_{\text{comb, Top}}$)
/저항 받침수(n_B)
- ▶ 교축방향 $F_{B,D}^L = \text{Min}(374.682 / 2 = 187.341, 54.490) = 54.490 \text{ kN}$
- ▶ 교축직각방향 $F_{B,D}^T = \text{Min}(387.758 / 2 = 193.87, 73.370) = 73.370 \text{ kN}$

④ 내진성능 평가

- ▶ 교축방향 $\frac{F_{B,C}^L}{F_{B,D}^L} = \frac{345.1}{54.490} = 6.333 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$
- ▶ 교축직각방향 $\frac{F_{B,C}^T}{F_{B,D}^T} = \frac{345.1}{73.370} = 4.704 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

2) 받침 본체 - 변위

① 공급역량 : 받침부 허용변위 $\delta_{B,C}$

▶ 받침부 허용변위 = 받침 1기당의 수평방향 허용전단변위 $\times R$

▶ 교축방향 $\delta_{B,C}^L = 72.0 \times 1.0 = 72.0 \text{ mm}$

▶ 교축직각방향 $\delta_{B,C}^T = 72.0 \times 1.0 = 72.0 \text{ mm}$

② 소요역량 : 받침부 발생 전단변위 (30% 규정 적용)

(표 4.2.2-19) 받침부 발생 전단변위

| 구 분 | 교축방향 작용력 (Comb1) | | 교축직각방향 작용력 (Comb2) | |
|-----------|---------------------|--------|-----------------------|--------|
| | 교축방향 | 교축직각방향 | 교축방향 | 교축직각방향 |
| 전단변위 (mm) | 11.369 | 0.000 | 0.000 | 15.308 |

▶ 교축방향 $\delta_{B,D}^L = \text{MAX} [\delta_{B,D,comb1}^L, \delta_{B,D,comb2}^L]$
 $= \text{MAX} [11.369, 0.000] = 11.369 \text{ mm}$

▶ 교축직각방향 $\delta_{B,D}^T = \text{MAX} [\delta_{B,D,comb1}^T, \delta_{B,D,comb2}^T]$
 $= \text{MAX} [0.000, 15.308] = 15.308 \text{ mm}$

③ 내진성능 평가

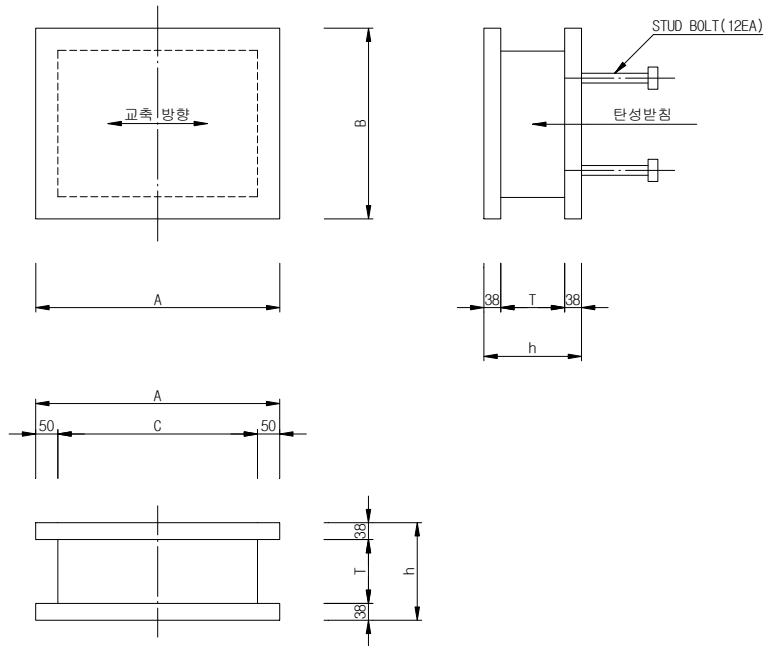
▶ 교축방향 $\frac{\delta_{B,C}^L}{\delta_{B,D}^L} = \frac{72.0}{11.369} = 6.333 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

▶ 교축직각방향 $\frac{\delta_{B,C}^T}{\delta_{B,D}^T} = \frac{72.0}{15.308} = 4.703 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

3) 앵커 볼트

① 받침 관련 제원 및 재료 특성

i) 본체 규격



<그림 4.2.2-16> 교량받침 제원

| | | | | | | | | |
|-----|---|-----|---------|-----|-----------|----|-----|----|
| A | = | 600 | mm | (x) | STUD 직경 D | = | 50 | mm |
| B | = | 600 | mm | (y) | STUD 길이 L | = | 150 | mm |
| C | = | 500 | mm | | 교축 앵커 CTC | = | 500 | mm |
| T | = | 80 | mm | | 교직 앵커 CTC | = | 500 | mm |
| h | = | 148 | mm | | 볼트 직경 D | = | 18 | mm |
| m×n | = | 2×2 | (교축×교직) | = | 4 | EA | | |

ii) 콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$

iii) 앵커의 유효단면적 $A_{se,V} = 254.5 \text{ mm}^2$ (볼트 지름 적용)

iv) 앵커의 인장강도 $f_{uta} = 410 \text{ MPa}$ (단, $f_{uta} \leq \text{Min}(1.9f_{ya}, 860 \text{ MPa})$)

v) 앵커의 유효분힘길이 $h_{ef} = 150 \text{ mm}$

vi) 코핑부의 깊이 H1 = 1,000 mm(교각 코핑부 변단면 종점깊이, 끝단)

H2 = 1,500 mm(교각 코핑부 변단면 시점 깊이)

② 강재 파괴 - 선설치 헤드스터드

i) 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

▸ $V_{sa} = n \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta}$ (여기서 n 은 받침의 앵커볼트 수)

▸ 교축방향 $V_{sa}^L = 4 \times 254.5 \times 410 = 417.4 \text{ kN}$

▸ 교축직각방향 $V_{sa}^T = 4 \times 254.5 \times 410 = 417.4 \text{ kN}$

ii) 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

▸ 교축방향 $F_{AS,D}^L = F_{B,D}^L = 54.49 \text{ kN}$

▸ 교축직각방향 $F_{AS,D}^T = F_{B,D}^T = 73.37 \text{ kN}$

iii) 평가

▸ 교축방향 $\frac{V_{sa}^L}{F_{AS,D}^L} = \frac{417.4}{54.49} = 7.660 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

▸ 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^T}{F_{AS,D}^T} = \frac{417.4}{73.37} = 5.689 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

③ 콘크리트 파괴

i) 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

㉠ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ed,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 전단력 방향 자유 단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, mm^2

$$A_{Vc} = [c_{a2} + (n-1)s_2 + 1.5 \alpha c_{a1}] \times 1.5 \alpha c_{a1}$$

$$\alpha = \frac{\sin \theta \times \cos(90 - \tan^{-1}(1.5))}{1.5 \times \sin(180 - (\theta + \tan^{-1}(1.5)))}$$

A_{Vco} : 연단거리, 간격 또는 부재두께에 제한을 받지 않는

단일 앵커의 전단력 방향 자유 단면에 형성되는

전단파괴면 투영면적, mm^2

$$A_{V_{CO}} = 4.5 c_{a1}^2$$

$\psi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$$c_{a2} \geq 1.5 c_{a1} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,V} = 1.0$$

$$c_{a2} < 1.5 c_{a1} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5 c_{a1}}$$

V_b : 전단력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$$V_b = 0.6 \left[\frac{l_e}{d_0} \right]^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5}$$

$$V_b = 0.7 \left[\frac{l_e}{d_0} \right]^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5} \text{ (직경 10mm 이상의 헤드 스테드일 경우)}$$

c_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, mm

c_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, mm

s_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, mm

s_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, mm

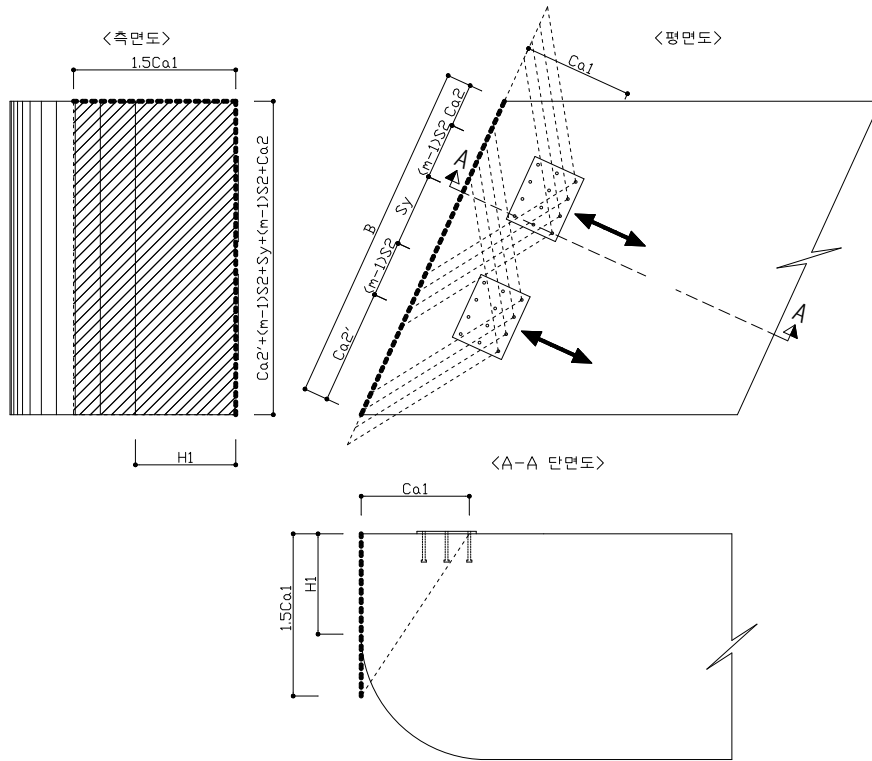
h_a : 앵커가 정착되는 콘크리트 두께, mm

α : 사각에 따른 투영면적 보정계수

㉠ 교축방향

▸ $c_{a1} = 1,350 \text{ mm}$, $c_{a2} = 850 \text{ mm}$, $c_{a2}' = 850 \text{ mm}$

▸ $s_1 = 500 \text{ mm}$, $s_2 = 500 \text{ mm}$, $s_y = 500 \text{ mm}$



<그림 4.2.2-17> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정 - 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet A_{V_c} &= [c_{a2}' + (m-1) \times s_2 + s_y + (m-1) \times s_2 + c_{a2}] \times 1.5 c_{a1} \\
 &= [850 + 1 \times 500 + 500 + 1 \times 500 + 850] \times 1.5 \times 1,350 \\
 &= 6,480,000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\bullet A_{V_{co}} = 4.5 c_{a1}^2 = 4.5 \times 1350^2 = 8,201,250 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{V_c} = 6,480,000 \text{ mm}^2 < n \cdot A_{V_{co}} = 4 \times 8,201,250 = 32,805,000 \text{ mm}^2$$

$$\bullet V_{cbg} = \frac{A_{V_c}}{A_{V_{co}}} \cdot \psi_{ed,V} \cdot V_b = \frac{6,480,000}{8,201,250} \times 0.889 \times 1,589 = 1,116 \text{ kN}$$

여기서

$$\psi_{ed,V} = 0.889 \left(\min(c_{a2}) < 1.5 c_{a1} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{\min(c_{a2})}{1.5 c_{a1}} \right)$$

$$V_b = 0.7 \left[\frac{l_e}{d_0} \right]^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5}$$

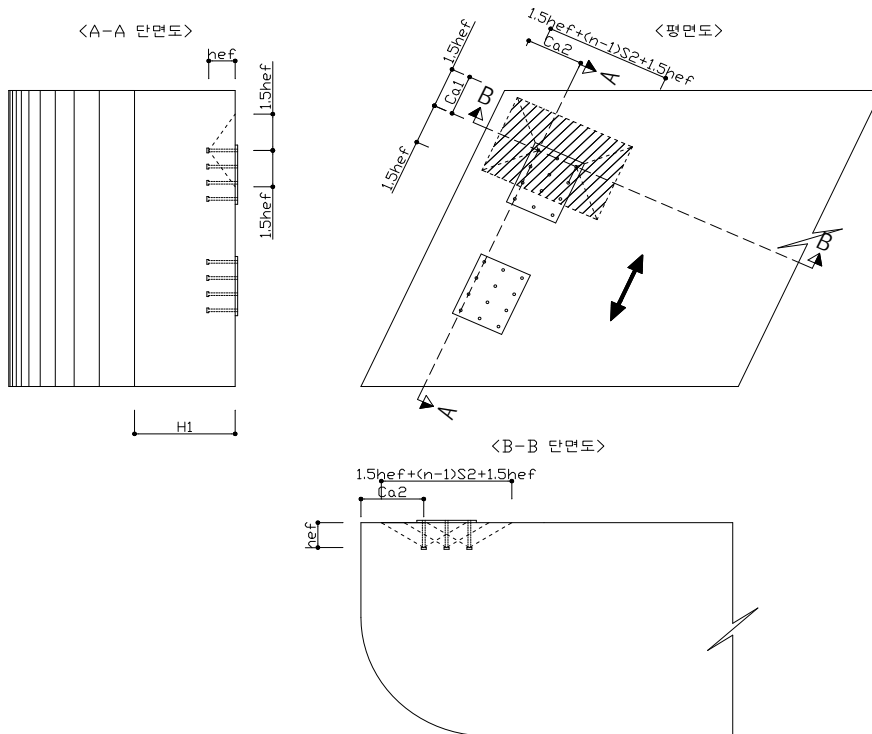
$$= 0.7 \times \left[\frac{150}{50} \right]^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{27} \times 1,350^{1.5} = 1,589 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_0] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm} \quad (d_0 = 50 \text{ mm})$$

㉔ 교축직각방향

▶ $c_{a1} = 850 \text{ mm}$, $c_{a2} = 850 \text{ mm}$, $s_1 = 500 \text{ mm}$, $s_2 = 500 \text{ mm}$

▶ $\theta = 90.0^\circ$, $\alpha = 1.000$, $B = 2,200 \text{ mm}$



<그림 4.2.2-18> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정 - 교축직각방향

$$\begin{aligned}
\bullet A_{V_c} &= [c_{a2} + (n-1) \times s_2 + 1.5 \alpha c_{a1}] \times 1.5 \alpha c_{a1} \\
&= [850 + 1 \times 500 + 1.5 \times 1.0 \times 850] \times 1.5 \times 1.00 \times 850 \\
&= 3,346,875 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\bullet A_{V_{co}} = 4.5 c_{a1}^2 = 4.5 \times 850^2 = 3,251,250 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{V_c} = 3,346,875 \text{ mm}^2 < n \cdot A_{V_{co}} = 2 \times 3,251,250 = 6,502,500 \text{ mm}^2$$

$$\bullet V_{cbg} = \frac{A_{V_c}}{A_{V_{co}}} \cdot \psi_{ed,V} \cdot V_b = \frac{3,346,875}{3,251,250} \times 0.900 \times 794 = 736 \text{ kN}$$

여기서,

$$\psi_{ed,V} = 0.900 \left(c_{a2} < 1.5 c_{a1} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5 c_{a1}} \right)$$

$$\begin{aligned}
V_b &= 0.7 \left[\frac{l_e}{d_0} \right]^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5} \\
&= 0.7 \times \left[\frac{150}{50} \right]^{0.2} \times \sqrt{50} \times \sqrt{27} \times 850^{1.5} = 794 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_0] = \text{MIN}[150, 400] = 150 \text{ mm}$$

$$d_0 = 50 \text{ mm} \text{ (앵커소켓 직경)}$$

ii) 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

$$\bullet \text{교축방향 } F_{AC,D}^L = F_{AS,D}^L \times n_B^L = 54.49 \times 2 = 108.98 \text{ kN} \text{ (저항반침: 2)}$$

$$\bullet \text{교축직각방향 } F_{AC,D}^T = F_{AS,D}^T \times n_B^T = 73.37 \times 1 = 73.37 \text{ kN} \text{ (저항반침: 1)}$$

iii) 평가

▶ 교축방향 $\frac{V_{cbg}^L}{F_{AC,D}^L} = \frac{1,116}{108.98} = 10.240 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

▶ 교축직각방향 $\frac{V_{cbg}^T}{F_{AC,D}^T} = \frac{736}{73.37} = 10.031 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

④ 콘크리트 프라이아웃 파괴

i) 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

㉠ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65 \text{ mm}$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65 \text{ mm}$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴강도

㉡ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, mm^2

$A_{Nc} = (1.5 h_{ef} + 1.5 h_{ef}) \times (1.5 h_{ef} + (n-1) \times s_2 + 1.5 h_{ef})$

$(c_{a1} \geq 1.5 h_{ef} \quad \& \quad c_{a2} \geq 1.5 h_{ef})$

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적,

$\text{mm}^2 \quad A_{Nco} = 9 h_{ef}^2$

$\psi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$$c_{a,\min} \geq 1.5 h_{ef} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,N} = 1.0$$

$$c_{a,\min} < 1.5 h_{ef} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{1.5 h_{ef}}$$

N_b : 인장력을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

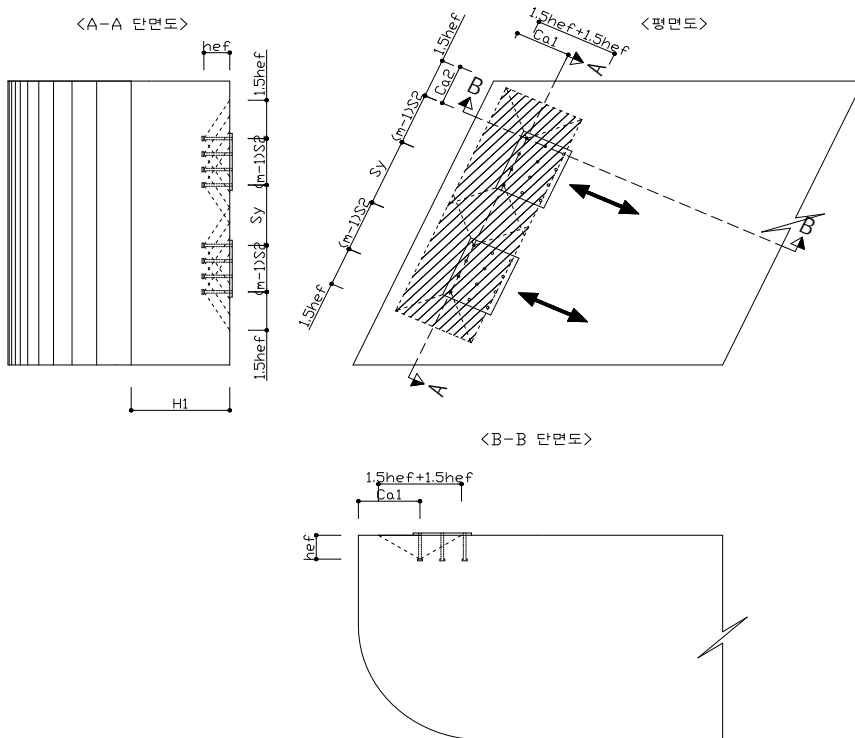
$$N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{선설치앵커})$$

$$N_b = 3.9 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \quad (280 \leq h_{ef} \leq 635 \text{mm인 헤드스터드와 헤드볼트})$$

㉔ 교축방향

▸ $c_{a1} = 1,350 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$

▸ $c_{a2} = 850 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$



<그림 4.2.2-19> 프라이어아웃 강도에 대한 투영면적 산정 - 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet A_{N_c} &= (1.5 h_{ef} + 1.5 h_{ef}) \times (1.5 h_{ef} + (m-1)s_2 + s_y + (m-1)s_2 + 1.5 h_{ef}) \\
 &= (1.5 \times 150 + 1.5 \times 150) \\
 &\quad \times (1.5 \times 150 + 1 \times 500 + 500 + 1 \times 500 + 1.5 \times 150) \\
 &= 877,500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\bullet A_{N_{co}} = 9 h_{ef}^2 = 9 \times 150^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{N_c} = 877,500 \text{ mm}^2 > n \cdot A_{N_{co}} = 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\bullet N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 10 \times \sqrt{27} \times 150^{1.5} = 95.5 \text{ kN}$$

$$\bullet N_{cbg} = \frac{A_{N_c}}{A_{N_{co}}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot N_b = \frac{877,500}{202,500} \times 1.000 \times 95.5 = 413.8 \text{ kN}$$

여기서,

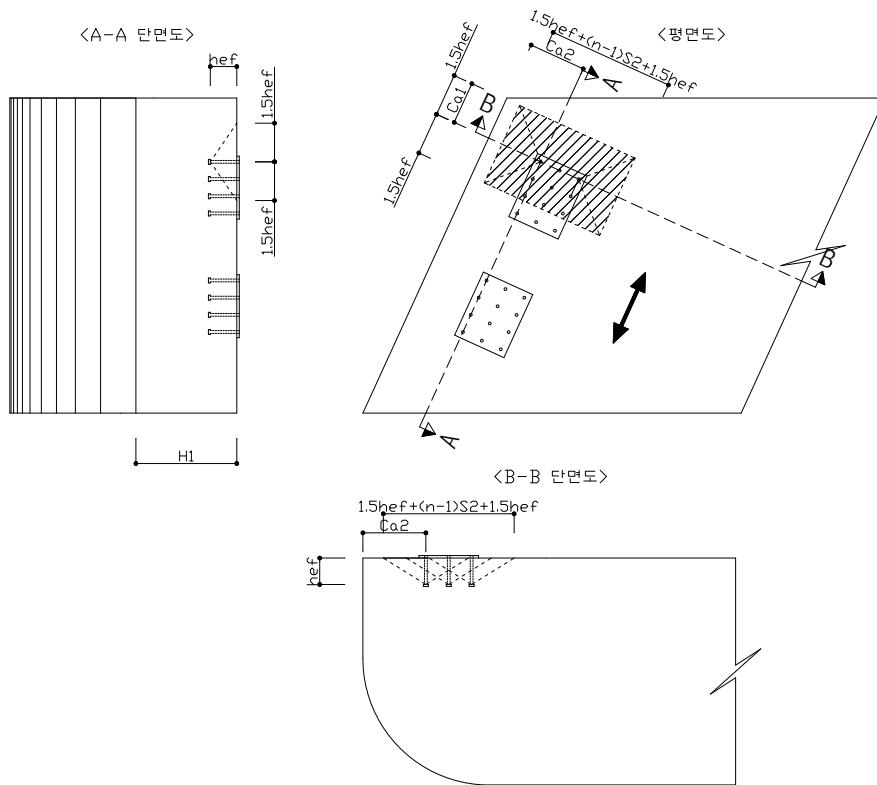
$$\psi_{ed,N} = 1.000 \left(c_{a,\min} < 1.5 h_{ef} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{1.5 h_{ef}} \right)$$

$$\bullet V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 413.8 = 827.6 \text{ kN}$$

㉞ 교축직각방향

$$\bullet c_{a1} = 850 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$$

$$\bullet c_{a2} = 850 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225$$



<그림 4.2.2-20> 프라이아웃 강도에 대한 투영면적 산정 - 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet A_{N_c} &= (1.5 h_{ef} + 1.5 h_{ef}) \times (1.5 h_{ef} + (n-1) s_2 + 1.5 h_{ef}) \\
 &= (1.5 \times 150 + 1.5 \times 150) \times (1.5 \times 150 + 1 \times 500 + 1.5 \times 150) \\
 &= 427,500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\bullet A_{N_{co}} = 9 h_{ef}^2 = 9 \times 150^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{N_c} = 427,500 \text{ mm}^2 > n \cdot A_{N_{co}} = 2 \times 202,500 = 405,000 \text{ mm}^2$$

$$\bullet N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 10 \times \sqrt{27} \times 150^{1.5} = 95.5 \text{ kN}$$

$$\bullet N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot N_b = \frac{427,500}{202,500} \times 1.000 \times 95.5 = 201.6 \text{ kN}$$

여기서,

$$\psi_{ed,N} = 1.000 \left(c_{a,min} < 1.5 h_{ef} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \right)$$

$$\bullet V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 201.6 = 403.2 \text{ kN}$$

ii) 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

$$\bullet \text{교축방향 } F_{AP,D}^L = F_{AS,D}^L \times n_B^L = 54.49 \times 2 = 108.98 \text{ kN (저항받침: 2)}$$

$$\bullet \text{교축직각방향 } F_{AP,D}^T = F_{AS,D}^T \times n_B^T = 73.37 \times 1 = 73.37 \text{ kN (저항받침: 1)}$$

iii) 평가

$$\bullet \text{교축방향 } \frac{V_{cpg}^L}{F_{AP,D}^L} = \frac{827.6}{108.98} = 7.594 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\bullet \text{교축직각방향 } \frac{V_{cpg}^T}{F_{AP,D}^T} = \frac{403.2}{73.37} = 5.495 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

iv) 앵커 볼트 평가 요약

(표 4.2.2-20) 앵커 볼트 평가

| 구 분 | 교축방향 | | | 교축직각방향 | | |
|----------|------|------|--------------|--------|------|---------------|
| | 공급역량 | 소요역량 | 판정 | 공급역량 | 소요역량 | 판정 |
| 강재파괴 | 417 | 54.5 | O.K 7.66 | 417 | 73.4 | O.K 5.689 |
| 콘크리트파괴 | 1116 | 109 | O.K 10.24 | 736 | 73.4 | O.K 10.031 |
| 프라이아웃 파괴 | 828 | 109 | O.K 7.597 | 403 | 73.4 | O.K 5.495 |

다. 교대부 교량 받침의 내진성능 평가

1) 받침 본체/받침 본체

① 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- ▶ 교축방향 $f_B^L = 207.1 \text{ kN}$
- ▶ 교축직각방향 $f_B^T = 207.1 \text{ kN}$

② 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

- ▶ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당의 횡방향 저항용량(f_B) \times R
- ▶ 교축방향 $F_{B,C}^L = 207.1 \times 1.0 = 207.1 \text{ kN}$
- ▶ 교축직각방향 $F_{B,C}^T = 207.1 \times 1.0 = 207.1 \text{ kN}$

③ 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- ▶ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용 시 받침1기당 발생조합지진력]

(표 4.2.2-21) 받침부 평가지진력

| 구 분 | 교축방향 작용력(Comb1) | | 교축직각방향 작용력(Comb2) | |
|------------|-----------------|--------|-------------------|--------|
| | 교축방향 | 교축직각방향 | 교축방향 | 교축직각방향 |
| Force (kN) | 99.7 | 31.2 | 24.4 | 81.3 |

- ▶ 교축방향 $F_{B,D}^L = \text{MAX} [F_{B,D,comb1}^L, F_{B,D,comb2}^L]$
 $= \text{MAX} [99.7, 24.4] = 99.7 \text{ kN}$
- ▶ 교축직각방향 $F_{B,D}^T = \text{MAX} [F_{B,D,comb1}^T, F_{B,D,comb2}^T]$
 $= \text{MAX} [31.2, 81.3] = 81.3 \text{ kN}$

④ 내진성능 평가

▶ 교축방향 $\frac{F_{B,C}^L}{F_{B,D}^L} = \frac{207.1}{99.7} = 2.077 > 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$
 ▶ 교축직각방향 $\frac{F_{B,C}^T}{F_{B,D}^T} = \frac{207.1}{81.3} = 2.547 > 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

2) 받침 본체 - 변위

① 공급역량 : 받침부 허용변위 $\delta_{B,C}$

▶ 받침부 허용변위 = 받침 1기당의 수평방향 허용전단변위 $\times R$

▶ 교축방향 $\delta_{B,C}^L = 144 \times 1.0 = 144 \text{ mm}$
 ▶ 교축직각방향 $\delta_{B,C}^T = 144 \times 1.0 = 144 \text{ mm}$

② 소요역량 : 받침부 발생 전단변위 (30% 규정 적용)

(표 4.2.2-22) 받침부 발생 전단변위

| 구 분 | 교축방향 작용력 (Comb1) | | 교축직각방향 작용력 (Comb2) | |
|-----------|---------------------|--------|-----------------------|--------|
| | 교축방향 | 교축직각방향 | 교축방향 | 교축직각방향 |
| 전단변위 (mm) | 69.3 | 0.0 | 0.0 | 56.5 |

▶ 교축방향 $\delta_{B,D}^L = \text{MAX} [\delta_{B,D,comb1}^L, \delta_{B,D,comb2}^L]$
 $= \text{MAX} [69.3, 0.0] = 69.3 \text{ mm}$
 ▶ 교축직각방향 $\delta_{B,D}^T = \text{MAX} [\delta_{B,D,comb1}^T, \delta_{B,D,comb2}^T]$
 $= \text{MAX} [0.0, 56.5] = 56.5 \text{ mm}$

③ 내진성능 평가

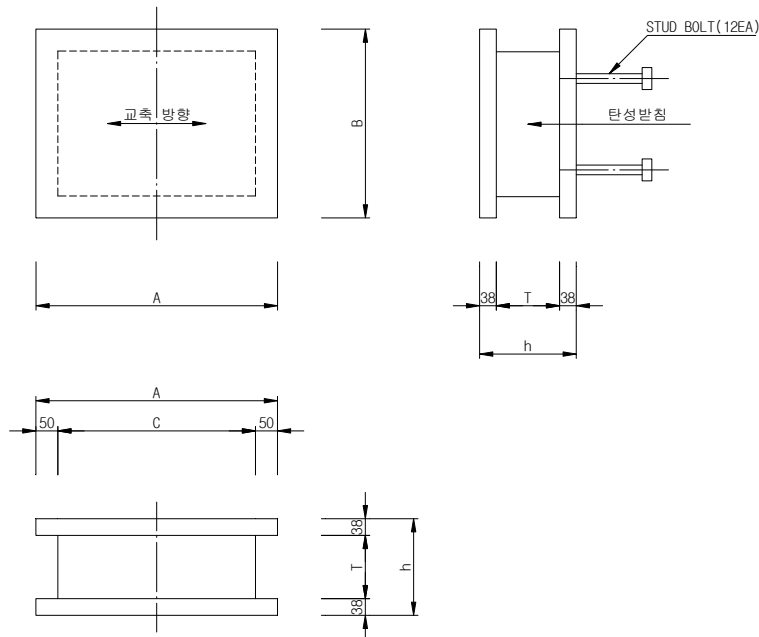
▶ 교축방향 $\frac{\delta_{B,C}^L}{\delta_{B,D}^L} = \frac{144}{69.3} = 2.078 > 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

▶ 교축직각방향 $\frac{\delta_{B,C}^T}{\delta_{B,D}^T} = \frac{144}{56.5} = 2.549 > 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

3) 앵커 볼트

① 받침 관련 제원 및 재료 특성

i) 본체 규격



<그림 4.2.2-21> 교량받침 제원

| | | | | | | | | |
|-----|---|-----|---------|-----|-----------|----|-----|----|
| A | = | 500 | mm | (x) | STUD 직경 D | = | 40 | mm |
| B | = | 500 | mm | (y) | STUD 길이 L | = | 150 | mm |
| C | = | 400 | mm | | 교축 앵커 CTC | = | 400 | mm |
| T | = | 144 | mm | | 교직 앵커 CTC | = | 400 | mm |
| h | = | 212 | mm | | 볼트 직경 D | = | 16 | mm |
| m×n | = | 2×2 | (교축×교직) | = | 4 | EA | | |

- ii) 콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$
- iii) 앵커의 유효단면적 $A_{se,V} = 201.1 \text{ mm}^2$ (볼트 지름 적용)
- iv) 앵커의 인장강도 $f_{uta} = 410 \text{ MPa}$ (단, $f_{uta} \leq \text{Min}(1.9f_{ya}, 860\text{MPa})$)
- v) 앵커의 유효물힘길이 $h_{ef} = 150 \text{ mm}$
- vi) 교대 높이 $H = 5,000 \text{ mm}$

② 강제 파괴 - 선설치 헤드스터드

i) 공급역량 : 강제강도 V_{sa}

- $V_{sa} = n \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta}$ (여기서 n 은 받침의 앵커볼트 수)
- 교축방향 $V_{sa}^L = 4 \times 201.1 \times 410 = 329.8 \text{ kN}$
- 교축직각방향 $V_{sa}^T = 4 \times 201.1 \times 410 = 329.8 \text{ kN}$

ii) 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F_{AS,D}^L = F_{B,D}^L = 99.7 \text{ kN}$
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^T = F_{B,D}^T = 81.3 \text{ kN}$

iii) 평가

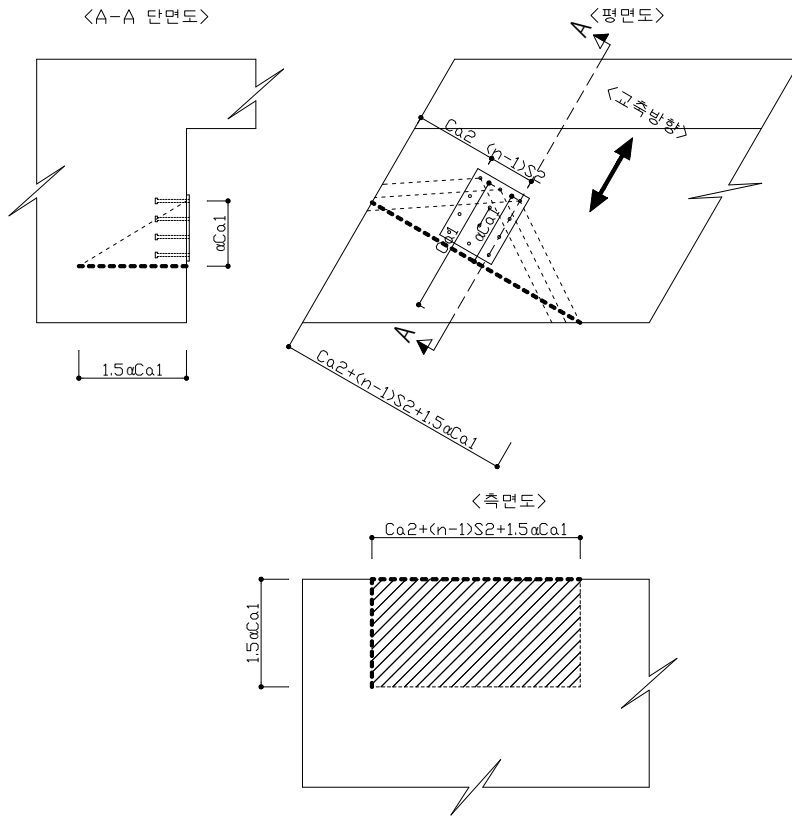
- 교축방향 $\frac{V_{sa}^L}{F_{AS,D}^L} = \frac{329.8}{99.7} = 3.308 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^T}{F_{AS,D}^T} = \frac{329.8}{81.3} = 4.057 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

③ 콘크리트 파괴

i) 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

㉠ 교축방향

- $c_{a1} = 900 \text{ mm}$, $c_{a2} = 900 \text{ mm}$
- $s_1 = 400 \text{ mm}$, $s_2 = 400 \text{ mm}$, $\theta = 90$, $\alpha = 1.0$



<그림 4.2.2-22> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정 - 교축방향

$$\begin{aligned}
 \bullet A_{V_c} &= [c_{a2} + (n-1)s_2 + 1.5\alpha c_{a1}] \times 1.5\alpha c_{a1} \\
 &= [900 + 1 \times 400 + 1.5 \times 1.0 \times 900] \times 1.5 \times 1.0 \times 900 \\
 &= 3,577,500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\bullet A_{V_{co}} = 4.5 c_{a1}^2 = 4.5 \times 900^2 = 3,645,000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{V_c} = 3,575,500 \text{ mm}^2 < n \cdot A_{V_{co}} = 2 \times 3,645,000 = 7,290,000 \text{ mm}^2$$

$$\bullet V_{cbg} = \frac{A_{V_c}}{A_{V_{co}}} \cdot \psi_{ed,V} \cdot V_b = \frac{3,575,500}{3,645,000} \times 0.9 \times 827 = 730 \text{ kN}$$

여기서,

$$\psi_{ed,V} = 0.90 \left(c_{a2} < 1.5 c_{a1} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5 c_{a1}} \right)$$

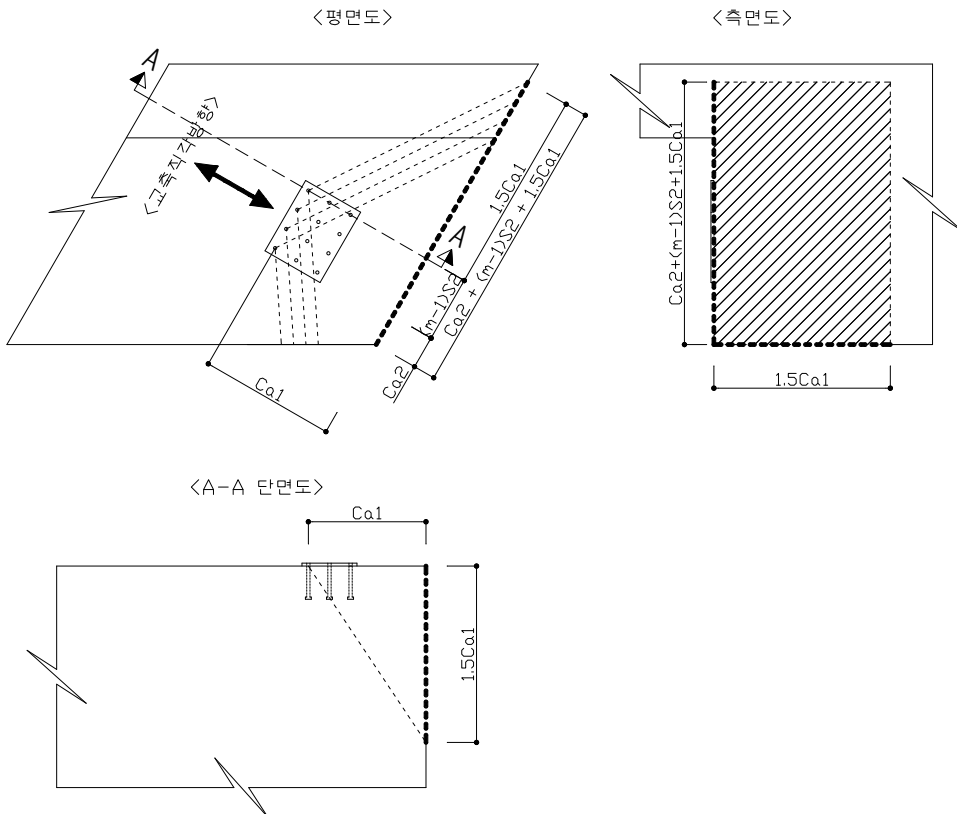
$$l_e = \text{MIN}[h_{ef}, 8d_0] = [150, 320] = 150 \text{ mm} \quad (d_0 = 40 \text{ mm})$$

$$V_b = 0.7 \left[\frac{l_e}{d_0} \right]^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.7 \times \left[\frac{150}{40} \right]^{0.2} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 950^{1.5} = 827 \text{ kN}$$

㉔ 교축직각방향

$$\bullet c_{a1} = 1,300 \text{ mm}, \quad c_{a2} = 500 \text{ mm}, \quad s_1 = 400 \text{ mm}, \quad s_2 = 400 \text{ mm}$$



<그림 4.2.2-23> 콘크리트 파괴강도에 대한 투영면적 산정 - 교축직각방향

$$\begin{aligned} \bullet A_{V_c} &= [1.5 c_{a1} + (m-1) s_2 + c_{a2}] \times 1.5 c_{a1} \\ &= [1.5 \times 1,300 + 1 \times 400 + 500] \times 1.5 \times 1,300 \\ &= 5,557,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\bullet A_{V_{co}} = 4.5 c_{a1}^2 = 4.5 \times 1,300^2 = 7,605,000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{V_c} = 5,557,500 \text{ mm}^2 < n \cdot A_{V_{co}} = 2 \times 7,605,000 = 15,210,000 \text{ mm}^2$$

$$\bullet V_{cbg} = \frac{A_{V_c}}{A_{V_{co}}} \cdot \psi_{ed,V} \cdot V_b = \frac{5,557,500}{7,605,000} \times 0.846 \times 1,324 = 818 \text{ kN}$$

여기서,

$$\psi_{ed,V} = 0.846 \left(c_{a2} < 1.5 c_{a1}' \text{ 인 경우 } \psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5 c_{a1}'} \right)$$

$$V_b = 0.7 \left[\frac{l_e}{d_0} \right]^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5}$$

$$= 0.7 \times \left[\frac{150}{40} \right]^{0.2} \times \sqrt{40} \times \sqrt{24} \times 1300^{1.5} = 1,324 \text{ kN}$$

$$l_e = \text{MIN} [h_{ef}, 8d_0] = [150, 320] = 150 \text{ mm} \quad (d_0 = 40 \text{ mm})$$

ii) 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

$$\bullet \text{교축방향 } F_{AC,D}^L = F_{AS,D}^L \times n_B^L = 99.7 \times 1 = 99.7 \text{ kN} \quad (\text{저항받침: 1})$$

$$\bullet \text{교축직각방향 } F_{AC,D}^T = F_{AS,D}^T \times n_B^T = 81.3 \times 1 = 81.3 \text{ kN} \quad (\text{저항받침: 1})$$

iii) 평가

$$\bullet \text{교축방향 } \frac{V_{cbg}^L}{F_{AC,D}^L} = \frac{730}{99.7} = 7.322 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\bullet \text{교축직각방향 } \frac{V_{cbg}^T}{F_{AC,D}^T} = \frac{818}{81.3} = 10.062 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 콘크리트 프라이아웃 파괴

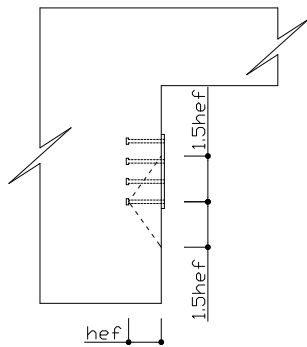
i) 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

㉠ 교축방향

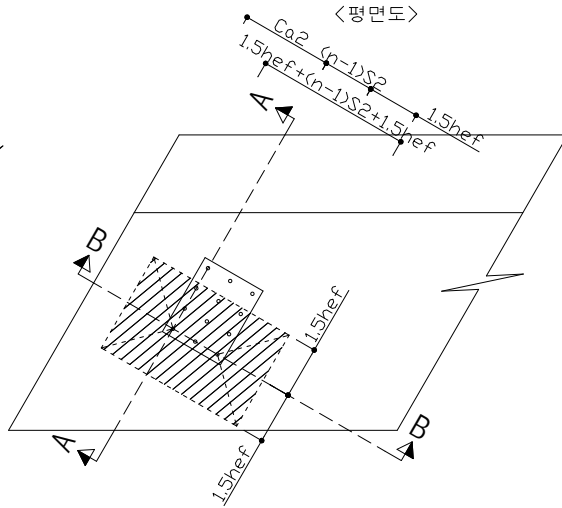
▶ $c_{a1} = 900 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225 \text{ mm}$

▶ $c_{a2} = 900 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225 \text{ mm}$

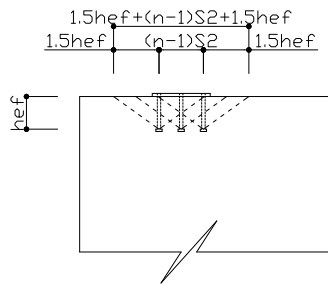
<A-A 단면도>



<평면도>



<B-B 단면도>



<그림 4.2.2-24> 프라이아웃 강도에 대한 투영면적 산정 - 교축방향

$$\begin{aligned} \text{▶ } A_{N_c} &= (1.5 h_{ef} + 1.5 h_{ef}) \times (1.5 h_{ef} + (n-1) s_2 + 1.5 h_{ef}) \\ &= (1.5 \times 150 + 1.5 \times 150) \times (1.5 \times 150 + 1 \times 400 + 1.5 \times 150) \\ &= 382,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\bullet A_{N_{co}} = 9 h_{ef}^2 = 9 \times 150^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{N_c} = 382,500 \text{ mm}^2 < n \cdot A_{N_{co}} = 3 \times 202,500 = 607,500 \text{ mm}^2$$

$$\bullet N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 10 \times \sqrt{24} \times 150^{1.5} = 90 \text{ kN}$$

$$\bullet N_{cbg} = \frac{A_{N_c}}{A_{N_{co}}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot N_b = \frac{382,500}{202,500} \times 1.000 \times 90 = 170 \text{ kN}$$

여기서,

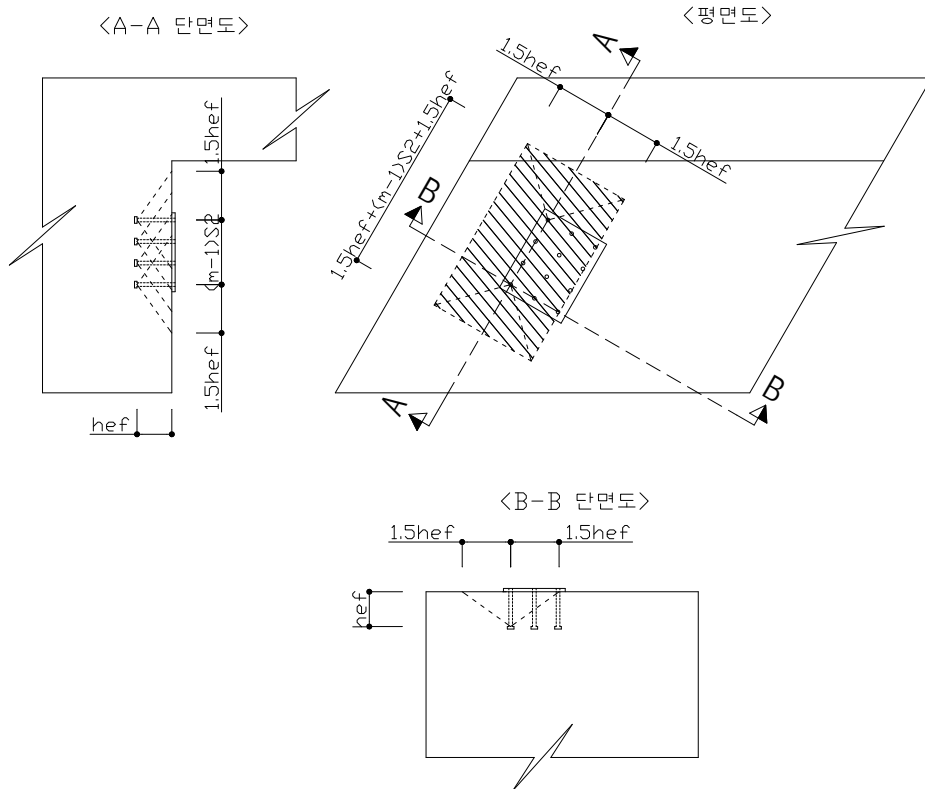
$$\psi_{ed,N} = 1.000 \left(c_{a,\min} < 1.5 h_{ef} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{1.5 h_{ef}} \right)$$

$$\bullet V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 170 = 340 \text{ kN}$$

㉠ 교축직각방향

$$\bullet c_{a1} = 1300 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225 \text{ mm}$$

$$\bullet c_{a2} = 500 \text{ mm} \geq 1.5 h_{ef} = 1.5 \times 150 = 225 \text{ mm}$$



<그림 4.2.2-25> 프라이아웃 강도에 대한 투영면적 산정 - 교축직각방향

$$\begin{aligned}
 \bullet A_{N_c} &= (1.5h_{ef} + 1.5h_{ef}) \times (1.5h_{ef} + (m-1)s_2 + 1.5h_{ef}) \\
 &= (1.5 \times 150 + 1.5 \times 150) \times (1.5 \times 150 + 1 \times 400 + 1.5 \times 150) \\
 &= 382,500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\bullet A_{N_{co}} = 9 h_{ef}^2 = 9 \times 150^2 = 202,500 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{N_c} = 382,500 \text{ mm}^2 < n \cdot A_{N_{co}} = 4 \times 202,500 = 810,000 \text{ mm}^2$$

$$\bullet N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 10 \times \sqrt{24} \times 150^{1.5} = 90 \text{ kN}$$

$$\bullet N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot N_b = \frac{382,500}{202,500} \times 1.000 \times 90 = 170 \text{ kN}$$

여기서,

$$\psi_{ed,N} = 1.000 \left(c_{a,min} < 1.5 h_{ef} \text{ 인 경우 } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \right)$$

$$\bullet V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 170 = 340 \text{ kN}$$

ii) 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

$$\bullet \text{교축방향 } F_{AP,D}^L = F_{AS,D}^L \times n_B^L = 99.7 \times 1 = 99.7 \text{ kN (저항받침:1)}$$

$$\bullet \text{교축직각방향 } F_{AP,D}^T = F_{AS,D}^T \times n_B^T = 81.3 \times 1 = 81.3 \text{ kN (저항받침:1)}$$

iii) 평가

$$\bullet \text{교축방향 } \frac{V_{cpg}^L}{F_{AP,D}^L} = \frac{340}{99.7} = 3.410 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\bullet \text{교축직각방향 } \frac{V_{cpg}^T}{F_{AP,D}^T} = \frac{340}{81.3} = 4.182 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

iv) 앵커 볼트 평가 요약

(표 4.2.2-23) 앵커 볼트 평가

| 구 분 | 교축방향 | | | 교축직각방향 | | |
|----------|-------|------|--------------|--------|------|---------------|
| | 공급역량 | 소요역량 | 판정 | 공급역량 | 소요역량 | 판정 |
| 강재파괴 | 329.8 | 99.7 | O.K 3.308 | 329.8 | 81.3 | O.K 4.057 |
| 콘크리트파괴 | 730 | 99.7 | O.K 7.322 | 818 | 81.3 | O.K 10.062 |
| 프라이아웃 파괴 | 340 | 99.7 | O.K 3.410 | 340 | 81.3 | O.K 4.182 |

라. 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 N_C

① 교대의 받침지지길이 $N_C = 1100.0 \text{ mm}$

2) 소요역량 N_D

① $N_D = \text{MAX} [\text{응답변위}, N_{\min}] = \text{MAX} [69.3, 500.82] = 500.82 \text{ mm}$

▸ 응답변위 = $\text{MAX} [\text{교대 교축방향 변위}, \text{취수탑 교축방향 변위}]$

= $\text{MAX} [69.3, 39.61] = 69.3 \text{ mm}$

취수탑 교축방향 변위 = 상부거더변위 - 취수탑 상부변위

= $69.02 - 29.41 = 39.610$

▸ $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H) \times (1 + 0.000125\theta^2)$

= $(200 + 1.67 \times 90 + 6.66 \times 22.6) \times (1 + 0.000125 \times 0.0^2)$

= 500.82 mm

여기서, $L = 90.00 \text{ m}$ (연속경간장)

$H = 22.6 \text{ m}$ (교각 높이)

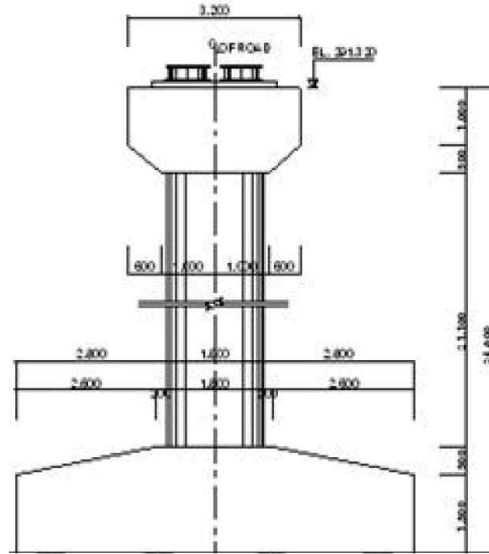
$\theta = 0.0^\circ$ (사각)

3) 내진성능 평가

① $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1100}{500.82} = 2.196 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$

마. 확대 기초 평가

1) 확대기초 제원 및 형상



<그림 4.2.2-26> 확대기초 제원 및 형상

2) 확대기초의 안전성 평가

① 전도에 대한 안정 검토

i) 기초 중앙작용력 산정

(표 4.2.2-24) 기초 중앙작용력

| 구 분 | Nf(kN) | H(kN) | Mr(kN·m) | Mf(kN·m) | 비 고 |
|------|--------|-------|----------|----------|-----|
| 교축방향 | 7,298 | 169.4 | 27,002 | 3,553 | |
| 교직방향 | 7,298 | 209.8 | 27,002 | 4,588 | |

$$\bullet Mr = \sum N \times x$$

ii) 전도에 대한 안전성 평가

(표 4.2.2-25) 전도 안전성 평가

| 구 분 | Mr (kN·m) | Mf (kN·m) | V (kN) | S.F | e (m) | 허용폭 (m) | 비 고 |
|------|--------------|--------------|-----------|-------|----------|------------|-----|
| 교축방향 | 27,002 | 3,553 | 7,298 | 7.601 | 0.487 | 2.467 | O.K |
| 교직방향 | 27,002 | 4,588 | 7,298 | 5.885 | 0.629 | 2.467 | O.K |

② 허용지지력 검토

i) 지반의 허용지지력 Q_C

▶ 교축방향

$$Q_C = A' [\alpha \cdot C \cdot N_C + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_{\gamma} + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q]$$

$$= 296,716 \text{ kN}$$

▶ 교직방향

$$Q_C = A' [\alpha \cdot C \cdot N_C + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_{\gamma} + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q]$$

$$= 276,025 \text{ kN}$$

ii) 기초 저면의 허용지지력 (Q_C)

▶ 교축방향 $Q_C = Q / a' / SF = 296,716 / 47.555 / 2 = 3119.7 \text{ kN}$

▶ 교직방향 $Q_C = Q / a' / SF = 276,025 / 45.455 / 2 = 3.036 \text{ kN}$

▶ 연암지반의 지진시 최대 지반반력의 상한값 $Q_C = 900 \text{ kN}$

iii) 지반의 허용지지력 평가

▶ 교축방향

$$Q_D = 185.8 \text{ kN}$$

$$\frac{Q_C}{Q_D} = \frac{900}{185.8} = 4.844 \geq 1.00 \quad \therefore \text{O.K}$$

▶ 교축직각방향

$$Q_D = 201.208 \text{ MPa}$$

$$\frac{Q_C}{Q_D} = \frac{900}{201.2} = 4.473 \geq 1.00 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 활동에 대한 안정성 평가

(표 4.2.2-26) 활동 안전성 평가

| 구 분 | V(kN) | H _C (kN) | H _D (kN) | H _C /H _D | 허용안전율 | 비 고 |
|------|-------|---------------------|---------------------|--------------------------------|-------|-----|
| 교축방향 | 7,298 | 4,379 | 169.4 | 25.85 | 1.20 | O.K |
| 교직방향 | 7,298 | 4,379 | 209.8 | 20.87 | 1.20 | O.K |

$$\bullet H_C = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \phi_B$$

3) 확대기초의 단면 평가

(표 4.2.2-27) 확대기초 단면 평가

| 구 분 | 전단력(kN) | | | 휨모멘트(kN · m) | | |
|------|---------|-------|-----|--------------|-------|-----|
| | 공급역량 | 소요역량 | 평가 | 공급역량 | 소요역량 | 평가 |
| 교축방향 | 9,132 | 2,403 | O.K | 19,584 | 3,805 | O.K |
| 교직방향 | 9,132 | 2,600 | O.K | 9,406 | 4,158 | O.K |

4.3 취수터널

4.3.1 기본 방향

본 연구에서 취수터널(복통)이라 함은 농업용 저수지(댐)의 부대시설물로써 취수를 제대로 도수하기 위한 제체의 원지반을 관통하는 수로터널을 말한다. 취수터널 전반에 대한 내진설계 뿐만 아니라 내진성능평가를 위한 별도의 기준으로 규정하고 있는 경우는 국내·외에서 전무한 실정이며, 구조형식이나 재료특성을 고려하여 유사한 시설물을 따르도록 선언적으로 규정된 경우가 일반적이다. 반면에 도로 및 철도터널의 경우는 내진설계기준 및 내진성능평가 가이드라인이 제정되어 있다. 따라서 본 연구에서는 「내진설계기준연구(Ⅱ)(1997)」, 「농업생산기반정비사업계획설계기준 - 필댐편(2002)」, 「터널 설계기준(2007)」, 「도시철도내진설계(2009)」, 「콘크리트구조기준(2012)」, 「댐설계기준(2011)」, 「기존 상수도의 내진성능 평가요령(2004)」, 「기존 시설물(터널) 내진성능 평가요령(2011)」 및 「상수도시설 내진성능평가요령 개선 연구(2013)」 등 ‘농업생산기반시설’ 중 저수지(댐) 부대시설물과 관련된 설계기준 및 내진성능평가 가이드라인을 참고하여 취수터널(복통)의 내진성능 평가기법을 정립하고 평가예제를 통해 타당성을 검토하였다.

4.3.2 내진성능 평가기법 정립

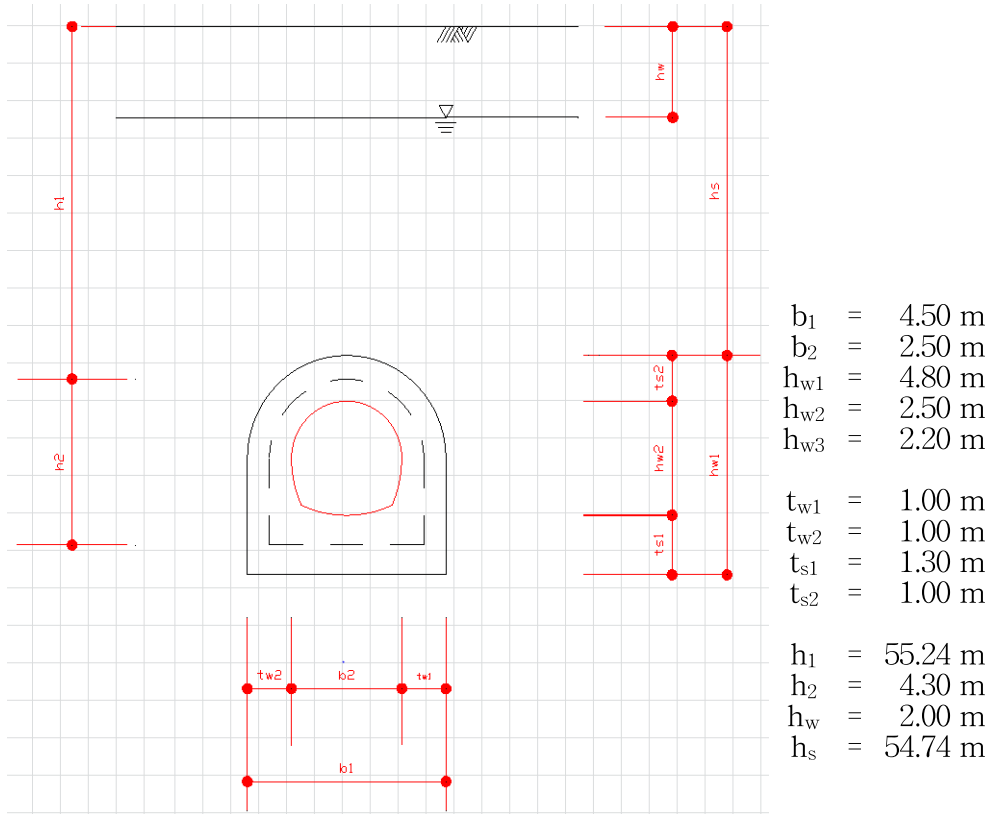
토목구조물 중 지중에 매설된 관로나 지하에 건설된 구조물은 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되는 구조물로 평면 해석이 가능하며, 구조물의 단위체적중량이 주변지반과 비교해서 상대적으로 작기 때문에 지진시 구조물의 거동은 독자적으로 진동하기 보다는 주변지반의 거동에 지배된다. 따라서 이와 같은 지중구조물의 지진해석방법은 설계기준에서 규정한 바와 같이 응답변위법에 의한 내진해석을 수행하는 것이 바람직할 것이다. 응답변위법은 구조물과 지반의 접촉면이 완전부착상태라는 가정에 기초하여 기반면으로부터 발생된 지반운동으로 인하여 지중구조물에 발생된 가상의 변위와 주면전단력을 이용하여 내진해석을 수행하는 방법이다.

취수터널의 내진성능 평가방법은 다음과 같다.

- ① 내진성능목표 : 체체의 내진성능목표를 따른다.
- ② 내진성능수준 : 기존 시설물의 내진성능평가임을 감안하여 붕괴방지 수준만을 적용한다.
- ③ 수평지반운동 : 수평지반운동은 구조물 밑면에 작용하는 운동으로 정의하며, 기반암과 구조물 사이에 토사가 존재하는 경우 지반증폭 효과를 고려한 지반운동을 적용할 수 있다.
- ④ 수직지반운동 : 수직방향 성분의 지반운동은 무시하여도 무방하다. 다만, 수직방향 성분의 지반운동에 의한 영향이 예상되는 경우에는 수평방향 성분의 1/2 세기로 가정하여 적용할 수 있다.
- ⑤ 구성재료의 거동 : 탄성거동 한계 내에 있도록 ‘댐설계기준(2011)’에 규정하고 있으므로 원칙적으로 선형해석방법을 적용하며, 필요한 경우 비선형거동의 영향을 고려할 수 있다.
- ⑥ 지진해석방법 : 부재의 평가지진력 산정을 위한 지진해석방법은 응답변위법을 적용한다. 다만 진보된 평가를 원할 경우, 응답스펙트럼 해석법과 동적해석법을 적용할 수 있다.
- ⑦ 해석모델 : 해석모델은 2차원 보요소를 기본으로 하며, 구조특성을 고려하여 평면요소를 적용할 수 있다. 또한 구조물과 지반의 접촉면이 완전부착상태라 가정하여 지반반력계수를 적용한다.
- ⑧ 하중계수 및 하중조합 : 하중은 구조물의 특성에 맞게 고정하중 및 지진하중(지진시 토압 포함)을 고려하여 ‘콘크리트구조기준(2012)’에 제시된 하중계수 및 하중조합을 적용한다.
- ⑨ 내진성능 평가방법 : 극한하중인 붕괴방지수준의 지진하중을 적용하였으므로 강도설계법에 따라 부재의 단면력을 검토한다.

4.3.3. 내진성능 평가예제

취수터널(북통)의 내진성능평가 예제는 **지진구역 I**에 건설된 내진 I 등급 저수지의 부속시설로서, <그림 4.3-1>에 보인 바와 같이 연암 상부(S_C)에 건설된 마체형 콘크리트 수로암거($2R=2.5m$) 구조물이다. 취수터널의 내진등급은 저수지 체체의 내진등급을 따르는 것이 합당하다고 판단되어 「도로교설계기준」의 **내진 II 등급**(500년 재현주기, 저수지 체체의 내진 I 등급과 동일한 재현주기 임)으로 분류하였으며, 성능수준도 「도로교설계기준」을 적용하여 **붕괴방지수준**만을 고려하였다.



<그림 4.3.3-1> 취수터널 구조형상

가. 구조형식

- 1) 형식 : 마제형 콘크리트 수로암거
- 2) 규격 : $2R=2.5\text{m}$

나. 재료 물성 및 지반 조건

1) 콘크리트

- ① 설계강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- ② 탄성계수 : $E_c = 25,500 \text{ MPa}$
- ③ 포와송비 : $\mu = 0.17$
- ④ 단위중량 : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (철근콘크리트)
 $\gamma_{c_0} = 23 \text{ kN/m}^3$ (무근콘크리트)

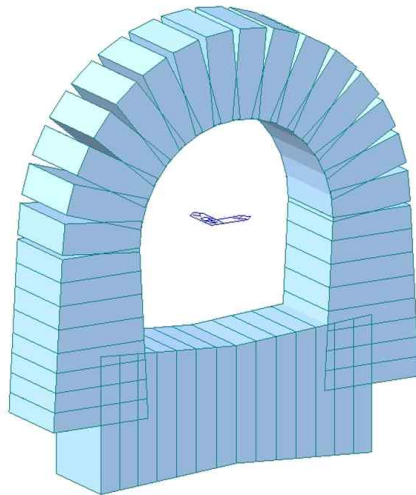
2) 철근

- ① 종류 : SD400 이형철근
- ② 항복강도 : $f_y = 400\text{MPa}$
- ③ 탄성계수 : $E_s = 2.04 \times 10^5\text{MPa}$

3) 지반조건

- ① 흙의 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$
- ② 정지토압계수 : $K_o = 1 - \sin\phi = 0.5$
- ③ 채움 토사 단위중량 : $\gamma_t = 20\text{kN/m}^3$
- ④ 채움 토사 수중단위중량 : $\gamma_{sub} = 10\text{kN/m}^3$
- ⑤ 지지 지반 표준관입시험값 : $N=50$

다. 해석모델



<그림 4.3.3-2> 취수터널 해석모델

- 1) 폭 : $B = 1.00\text{m}$ (단위폭 적용)
- 2) 두께 t
 - ① 하부슬래브(단부) : $t_{s1} = 1.5214\text{m}$
 - ② 하부슬래브(중앙부) : $t_{s2} = 1.30\text{m}$
 - ③ 측벽(하단부) : $t_{w1} = 1.30\text{m}$
 - ④ 측벽(중앙부) : $t_{w2} = 1.00\text{m}$
 - ⑤ 상부슬래브(천정부) : $t_{s3} = 1.00\text{m}$

라. 지반반력계수

1) 지반탄성계수

① 초기 전단파속도 $v_0 = 80 N^{\frac{1}{3}}$

i) 상부슬래브, 측벽 : $v_0 = 80 \times 20^{\frac{1}{3}} = 217.2 \text{ m/sec}$

ii) 하부슬래브 : $v_0 = 80 \times 50^{\frac{1}{3}} = 294.7 \text{ m/sec}$

② 지진시 전단파속도 $v_s = \frac{1}{2} v_0$

i) 상부슬래브, 측벽 : $v_s = \frac{1}{2} \times 217.2 = 108.6 \text{ m/sec}$

ii) 하부슬래브 : $v_s = \frac{1}{2} \times 294.7 = 147.4 \text{ m/sec}$

③ 전단탄성계수 $G_d = \frac{\gamma_t}{g} \times v_s^2$

i) 상부슬래브, 측벽 : $G_d = \frac{20}{9.8} \times 108.6^2 = 24,069 \text{ kN/m}^2$

ii) 하부슬래브 : $G_d = \frac{20}{9.8} \times 147.4^2 = 44,340 \text{ kN/m}^2$

④ 탄성계수 $E_d = 2(1 + \nu) G_d$

i) 상부슬래브, 측벽 : $E_d = 2 \times (1 + 0.3) \times 24,069 = 62,579 \text{ kN/m}^2$

ii) 하부슬래브 : $E_d = 2 \times (1 + 0.3) \times 44,340 = 115,284 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수

① 상부슬래브

i) 연직방향 지반반력계수

$$B_V = \sqrt{B \times B} = \sqrt{4.5 \times 4.5} = 4.5 \text{ m}$$

$$K_{T0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_d = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 62,579 = 417,193 \text{ kN/m}^2$$

$$K_T = K_{T0} \times \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 417,193 \times \left(\frac{4.5}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 54,735 \text{ kN/m}^3$$

ii) 전단 지반반력계수

$$K_{ST} = \lambda \cdot K_T = \frac{1}{3} \times 54,735 = 18,245 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽

i) 수평방향 지반반력계수

$$B_H = \sqrt{B \times B} = \sqrt{4.8 \times 4.8} = 4.8 \text{ m}$$

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_d = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 62,579 = 417,193 \text{ kN/m}^2$$

$$K_H = K_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 417,193 \times \left(\frac{4.8}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 52,149 \text{ kN/m}^3$$

ii) 전단 지반반력계수

$$K_{SS} = \lambda \cdot K_H = \frac{1}{3} \times 52,149 = 17,383 \text{ kN/m}^2$$

③ 하부슬래브

i) 연직방향 지반반력계수

$$B_V = \sqrt{B \times B} = \sqrt{4.5 \times 4.5} = 4.5 \text{ m}$$

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_d = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 115,284 = 768,560 \text{ kN/m}^2$$

$$K_V = K_{V0} \times \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 768,560 \times \left(\frac{4.5}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 100,835 \text{ kN/m}^3$$

ii) 전단 지반반력계수

$$K_{SB} = \lambda \cdot K_V = \frac{1}{3} \times 100,835 = 33,612 \text{ kN/m}^2$$

마. 지진계수

1) 지반분류

연암(N=50) 상부에 위치하므로 지반종류는 S_C로 분류

2) 지진계수 : 지진구역 I, 지반종류 S_C

① Ca = 0.13

② Cv = 0.18

3) 지표면 수평가속도계수, A_h

① 위험도 계수, I = 1.0 (재현주기 500년)

② 지표면 수평가속도계수, A_h = I · Ca = 1.4 × 0.16 = 0.224g

바. 지진하중

- 1) 표층지반의 고유주기 산정

$$T_G' = \sum_{i=1}^N \frac{4 H_i}{V_{si}}$$

$$V_{si} = 80 N^{\frac{1}{3}}$$

| 지반종류 | 두께, H_i (m) | N | V_{si} (m/sec) | T_G' |
|----------|---------------|----|------------------|--------|
| 매립층 | 10.19 | 20 | 217.2 | 0.188 |
| 연암층 | 5.60 | 50 | 294.7 | 0.076 |
| Σ | 15.79 | | | 0.264 |

- 2) 고유주기 T_G

$$T_G = 1.25 T_G' = 1.25 \times 0.264 = 0.330 \text{ sec}$$

- 3) 통제주기 T_S, T_0

$$T_S = \frac{C_v}{2.5 C_a} = \frac{0.18}{2.5 \times 0.13} = 0.554 \text{ sec}$$

$$T_0 = 0.2 T_S = 0.2 \times 0.554 = 0.111 \text{ sec}$$

- 4) 감쇠율에 대한 보정계수 C_d

$$C_d = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 = \frac{1.5}{40 \times 0.2 + 1} + 0.5 = 0.667$$

여기서, 붕괴방지수준에서 $h=0.2$ 이다.

- 5) 가속도 응답스펙트럼 S_a

$$- 0 \leq T_G < T_0 \text{ 일 때, } S_a = \left(C_a + \frac{2.5 C_a - C_a}{T_0} T_G \right) \cdot g \cdot I \cdot C_d$$

$$- T_0 \leq T_G < T_S \text{ 일 때, } S_a = 2.5 C_a \cdot g \cdot I \cdot C_d$$

$$- T_S \leq T_G \text{ 일 때, } S_a = C_a \cdot g \cdot I \cdot C_d$$

$\therefore T_0 (=0.111\text{sec}) \leq T_G (=0.330\text{sec}) < T_S (=0.554\text{sec})$ 이므로

$$S_a = 2.5 C_a \cdot g \cdot I \cdot C_d = 2.5 \times 0.13 \times 9.8 \times 1.0 \times 0.667 = 2.123$$

6) 속도 응답스펙트럼 S_v

$$S_v = \frac{T_G}{2\pi} S_a = \frac{0.330}{2\pi} \times 2.123 = 0.112$$

7) 측벽에 작용하는 지반변위하중

- 지반변위 : $U_h(z_i) = \frac{2}{\pi^2} S_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z_i}{2H}\right)$

- 수평토압 : $P(z_i) = K_H \times [U_h(z_i) - U_h(H)]$

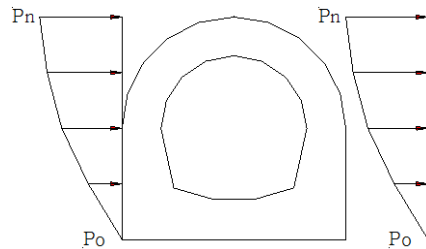
- 기반암 심도 $H = 55.240\text{m}$

| 구 분 | z_i (m) | $U_h(z_i)$ (m) | $U_h(z_i) - U_h(H)$ (m) | $P(z_i)$ (kN/m ²) |
|-------|--------------|-------------------|----------------------------|----------------------------------|
| 상부슬래브 | 50.440 | 0.0010 | 0.0010 | 55.570 |
| 하부슬래브 | 55.240 | 0.0000 | 0.0000 | 0.000 |

- 하중재하도

$$P_n = 55.570 \text{ kN/m}^2$$

$$P_0 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$



8) 주면전단력

$$\begin{aligned} -\tau_u &= \frac{G_d}{\pi H} S_v \cdot T_G \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{z_u}{2H}\right) \\ &= \frac{24,069}{\pi \times 55.240} \times 0.112 \times 0.330 \times \sin\left(\pi \times \frac{50.440}{2 \times 55.240}\right) = 5.059 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -\tau_b &= \frac{G_d}{\pi H} S_v \cdot T_G \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{z_b}{2H}\right) \\ &= \frac{44,340}{\pi \times 55.240} \times 0.112 \times 0.330 \times \sin\left(\pi \times \frac{55.240}{2 \times 55.240}\right) = 9.408 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

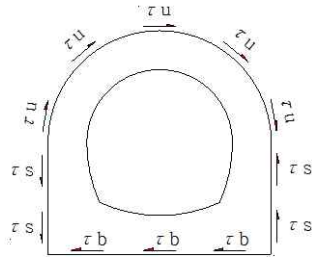
$$-\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_b}{2} = \frac{5.059 + 9.408}{2} = 7.233 \text{ kN/m}^2$$

- 하중재하도

$$\tau_u = 5.059 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_b = 9.408 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_s = 7.233 \text{ kN/m}^2$$



9) 관성력

$$f_i = A_i \cdot \gamma_t \cdot K_h$$

① 상부슬래브 $f_u = 1.000 \times 25 \times 0.13 = 3.250 \text{ kN/m}^2$

② 하부슬래브 $f_b = 1.300 \times 25 \times 0.13 = 4.225 \text{ kN/m}^2$

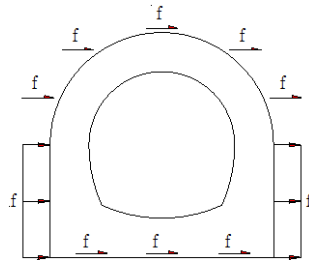
③ 측벽 $f_s = 1.000 \times 25 \times 0.13 = 3.250 \text{ kN/m}^2$

④ 하중재하도

상부슬래브 $f_u = 3.250 \text{ kN/m}^2$

하부슬래브 $f_b = 4.225 \text{ kN/m}^2$

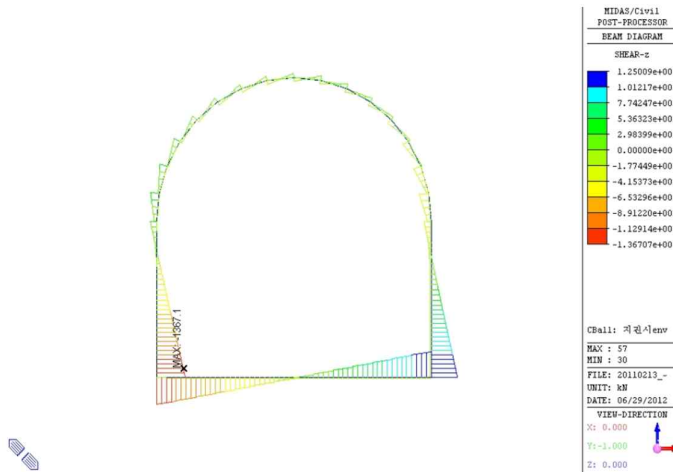
측벽 $f_s = 3.250 \text{ kN/m}^2$



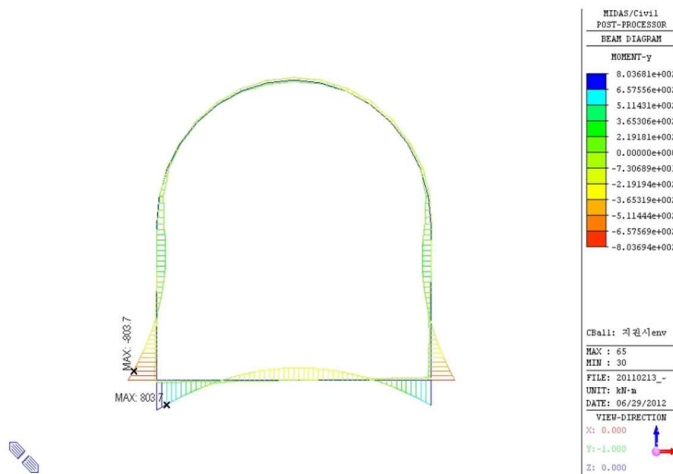
사. 지진해석결과

(표 4.3.1-1) 취수터널의 부재력 집계

| 부재위치 | | 전단력, V_u (kN) | 모멘트, M_u (kN · m) | 비고 |
|------------|----|-----------------|---------------------|----|
| 상부슬래브(천정부) | | 201.00 | 81.00 | |
| 측벽 | 상부 | 361.00 | 250.80 | |
| | 하부 | 690.00 | 803.70 | |
| 하부 슬래브 | 단부 | 1,230.40 | 803.70 | |
| | 중앙 | 194.20 | 326.00 | |



(a) 전단력도



(b) 모멘트도

<그림 4.3.3-3> 취수터널 부재력도

아. 단면검토

1) 설계강도 및 강도감소계수

① 설계강도

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

② 강도감소계수

$$\phi_f = \phi_v = 1.00 \text{ (기존 구조물의 평가시 강도감소는 고려하지 않음)}$$

2) 하부슬래브 - 단부

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 1,500 \text{ mm}, \text{ 피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 1,400 \text{ mm}$$

$$\text{휨철근 } A_s = 4,118 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H29-4EA, H22-4EA)}$$

$$\text{전단철근 } A_v = 1,146 \text{ mm}^2 \text{ (H19-4EA/m, s=250mm)}$$

$$M_u = 803.70 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 1,230.40 \text{ kN}$$

② 힘에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{4,118 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 71.773 \text{ mm}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 4,118 \times 400 \times \left(1,400 - \frac{71.773}{2} \right)$$

$$= 2,246.97 \text{ kN-m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{2,246.97}{803.70} = 2.796 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토(d=1,225mm, 마제형 단면 형태 고려)

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 1,225 = 1,060.88 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_s = \phi_v A_v f_y \frac{d}{s b} = 1.00 \times 1,146 \times 400 \times \frac{1,225}{250 \times 1,000} = 2,246.16 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c + \phi_v V_s = 1,060.88 + 2,246.16 = 3,307.04 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{3,307.04}{1,230.40} = 2.688 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 - 중앙

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 1,300 \text{ mm}, \text{ 피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 1,200 \text{ mm}$$

$$\text{휨철근 } A_s = 3,575 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H25-4EA, H22-4EA)}$$

$$M_u = 326.00 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 194.20 \text{ kN}$$

② 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{3,575 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 62.313 \text{ mm}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 3,575 \times 400 \times \left(1,200 - \frac{62.313}{2} \right)$$

$$= 1,671.45 \text{ kN-m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{1,671.45}{326.00} = 5.127 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 1,200 = 1,039.23 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 1,039.23 \text{ kN} \text{ (전단철근 검토 불필요)}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{1,039.23}{194.20} = 5.351 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 상부슬래브(천정부)

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 1,000 \text{ mm}, \text{ 피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 900 \text{ mm}$$

$$\text{휨인장철근 } A_s = 1,146 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-4EA, 인장중심} = 100 \text{ mm)}$$

$$\text{휨압축철근 } A_s = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H16-4EA, 압축중심} = 100 \text{ mm)}$$

$$P_u = 2,859.53 \text{ kN}$$

$$M_u = 81.00 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 201.00 \text{ kN}$$

② 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{81.00}{2,859.53} = 0.0283 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\max P_n &= 0.8 [0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\
&= 0.8 \times [0.85 \times 27 \times (1,000,000 - 1,146) + 400 \times 1,146] \\
&= 18,705.68 \text{ kN} \\
\phi_f P_n &= \phi_f \max P_n = 1.00 \times 18,705.68 = 18,705.68 \text{ kN} \\
\phi_f M_n &= \phi_f P_n \times e = 1.00 \times 18,705.68 \times 0.0283 = 529.37 \text{ kN-m} \\
\frac{\phi_f M_n}{M_u} &= \frac{529.37}{81.00} = 6.535 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

③ 전단에 대한 검토

$$\begin{aligned}
\phi_v V_c &= \phi_v \frac{1}{6} \left(1 + \frac{1}{14} \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b d \\
&= 1.00 \times \frac{1}{6} \times \left(1 + \frac{1}{14} \frac{2,859.53}{1,000,000} \right) \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 900 \\
&= 779.58 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 779.58 \text{ kN} \quad (\text{전단철근 검토 불필요})$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{779.58}{201.00} = 3.879 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 측벽 - 상부

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 1,100 \text{ mm}, \text{외복두께} = 100 \text{ mm}, d = 1,000 \text{ mm}$$

$$\text{휨인장철근 } A_s = 1,146 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-4EA, 인장중심} = 100 \text{ mm)}$$

$$\text{휨압축철근 } A_s = 1,146 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-4EA, 압축중심} = 100 \text{ mm)}$$

$$P_u = 2,795.22 \text{ kN}$$

$$M_u = 250.80 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 361.00 \text{ kN}$$

② 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{250.80}{2,795.22} = 0.0897 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\max P_n &= 0.8 [0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\
&= 0.8 \times [0.85 \times 27 \times (1,100,000 - 1,146) + 400 \times 1,146] \\
&= 20,541.68 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi_f P_n = \phi_f \max P_n = 1.00 \times 20,541.68 = 20,541.68 \text{ kN}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f P_n \times e = 1.00 \times 20,541.68 \times 0.0897 = 1,842.59 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{1,842.59}{250.80} = 7.347 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \left(1 + \frac{1}{14} \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b d$$

$$= 1.00 \times \frac{1}{6} \times \left(1 + \frac{1}{14} \frac{2,795.22}{1,100,000} \right) \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 1,000$$

$$= 866.18 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 866.18 \text{ kN} \text{ (전단철근 검토 불필요)}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{866.18}{361.00} = 2.399 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 측벽 - 하부

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 1,200 \text{ mm}, \text{ 피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 1,100 \text{ mm}$$

$$\text{휨인장철근 } A_s = 1,146 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-4EA, 인장중심} = 100 \text{ mm)}$$

$$\text{휨압축철근 } A_s = 1,146 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-4EA, 압축중심} = 100 \text{ mm)}$$

$$P_u = 2,825.24 \text{ kN}$$

$$M_u = 803.70 \text{ kN} - \text{m}$$

$$V_u = 690.00 \text{ kN}$$

② 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{803.70}{2,825.24} = 0.2845 \text{ m}$$

$$\max P_n = 0.8 [0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$= 0.8 \times [0.85 \times 27 \times (1,200,000 - 1,146) + 400 \times 1,146]$$

$$= 22,377.68 \text{ kN}$$

$$\phi_f P_n = \phi_f \max P_n = 1.00 \times 22,377.68 = 22,377.68 \text{ kN}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f P_n \times e = 1.00 \times 22,377.68 \times 0.2845 = 6,366.45 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{6,366.45}{803.70} = 7.921 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토

$$\begin{aligned}\phi_v V_c &= \phi_v \frac{1}{6} \left(1 + \frac{1}{14} \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f_{ck}} b d \\ &= 1.00 \times \frac{1}{6} \times \left(1 + \frac{1}{14} \frac{2,825.24}{1,200,000} \right) \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 1,100 \\ &= 908.48 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 908.48 \text{ kN (전단철근 검토 불필요)}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{908.48}{690.00} = 1.317 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

자. 기초 지지력 검토(상시하중으로 검토)

1) 최대 지반 반력(지하수위 미고려)

$$\textcircled{1} \text{ 구체자중 : } 356.098 / 4.50 = 79.13 \text{ kN/m}^2$$

$$\textcircled{2} \text{ 연직하중 : } 2,553.300 / 4.50 = 567.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\textcircled{3} \text{ 최대 지반 반력 : 구체자중 + 연직하중 = } 646.53 \text{ kN/m}^2$$

2) 허용지지력

$$Q_a = 1,000.00 \text{ kN/m}^2$$

3) 지지력 검토

$$\frac{Q_a}{Q_{\max}} = \frac{1,000.00}{646.53} = 1.547 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

4.4 여수로 · 방수로

4.4.1 기본 방향

본 연구에서 여수로·방수로라 함은 농업용 저수지(댐)의 부대시설물로서 저수지(댐)의 저수용량에 따라 <그림 4.4.1-1>과 같이 다목적 댐과 유사한 대규모 여수로도 있으나, 농어촌공사에서 관리하는 대부분의 저수지(댐)에 설치된 여수로·방수로는 <그림 4.4.1-2>와 같이 소규모의 U형 수로암거 또는 L형 옹벽과 같은 형상을 갖는다. 이에 본 연구에서는 소규모 여수로·방수로를 대상으로 내진성능 평가기법을 정립하고자 한다. 다만, 대규모 여수로의 내진성능 평가기법은 한국시설안전공단에서 2015년에 완료예정인 「기존 댐의 부대시설물 내진성능평가 및 향상방안 수립연구」의 결과가 검증되면 이를 따르도록 한다.

여수로·방수로도 취수터널(복통)과 같이 시설물 전반에 대한 내진설계뿐만 아니라 내진성능평가를 위한 별도의 기준으로 규정하고 있는 경우는 국내·외에서 전무한 실정이므로, 「내진설계기준연구(Ⅱ)(1997)」, 「농업생산기반정비사업계획설계기준 - 필댐편(2002)」, 「터널 설계기준(2007)」, 「도시철도내진설계(2009)」, 「콘크리트구조기준(2012)」, 「댐설계기준(2011)」, 「기존 상수도의 내진성능 평가요령(2004)」, 「기존 시설물(터널) 내진성능 평가요령(2011)」 및 「상수도시설 내진성능평가요령 개선 연구(2013)」 등 ‘농업생산기반시설’ 중 저수지(댐) 부대시설물과 관련된 설계기준 및 내진성능평가 가이드라인을 참고하여 여수로·방수로의 내진성능 평가기법을 정립하고 평가예제를 통해 타당성을 검토하였다.



<그림 4.4.1-1> 대규모 여수로
(백곡저수지)



<그림 4.4.1-2> 소규모 여수로
(양촌저수지)

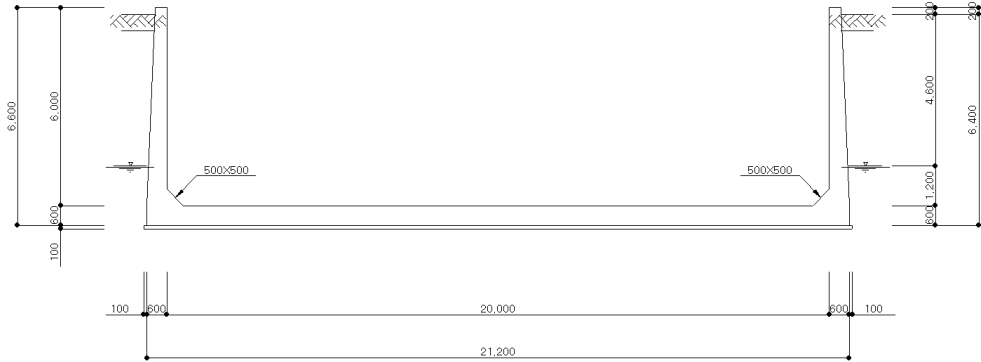
4.4.2 내진성능 평가기법 정립

여수토·방수로 구조물의 대부분은 구조물의 밑면이 지반선보다 아래에 있으며, 종방향으로 유사한 패턴이 반복·지속되는 구조물은 2차원 평면 해석이 가능하다.

여수토·방수로의 내진성능 평가방법은 다음과 같다.

- ① 내진성능목표 : 체체의 내진성능목표를 따른다.
- ② 내진성능수준 : 기존 시설물의 내진성능평가임을 감안하여 붕괴방지 수준만을 적용한다.
- ③ 수평지반운동 : 수평지반운동은 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
- ④ 수직지반운동 : 수직방향 성분의 지반운동은 무시하여도 무방하다. 다만, 수직방향 성분의 지반운동에 의한 영향이 예상되는 경우에는 수평방향 성분의 1/2 세기로 가정하여 적용할 수 있다.
- ⑤ 구성재료의 거동 : 탄성거동 한계 내에 있도록 ‘댐설계기준(2011)’에 규정하고 있으므로 원칙적으로 선형해석방법을 적용하며, 필요한 경우 비선형거동의 영향을 고려할 수 있다.
- ⑥ 지진해석방법 : 부재의 평가지진력 산정을 위한 지진해석방법은 등가정적해석법을 적용한다. 다만 진보된 평가를 원할 경우, 응답스펙트럼해석법과 동적해석법을 적용할 수 있다.
- ⑦ 해석모델 : 해석모델은 2차원 보요소를 기본으로 하며, 구조특성을 고려하여 평면요소를 적용할 수 있다. 또한 구조물과 지반의 접촉면이 완전부착상태라 가정하여 지반반력계수를 적용한다.
- ⑧ 하중계수 및 하중조합 : 하중은 구조물의 특성에 맞게 고정하중 및 지진하중(지진시 토압 포함)을 고려하여 ‘콘크리트구조기준(2012)’에 제시된 하중계수 및 하중조합을 적용한다.
- ⑨ 내진성능 평가방법 : 극한하중인 붕괴방지수준의 지진하중을 적용하였으므로 강도설계법에 따라 부재의 단면력을 검토한다.

4.4.3 내진성능 평가예제 : U형 콘크리트 수로암거



<그림 4.4.3-1> U형 콘크리트 수로암거 구조형상

대상 구조물은 지진구역 I에 건설된 내진 I등급 저수지의 부속시설로서, <그림 4.4.3-1>에 보인 바와 같이 연암 상부(S_B)에 건설된 U형 콘크리트 수로암거 구조물이다. 내진등급은 저수지 체체의 내진등급과 동일한 **내진 I등급**(1,000년 재현주기, 저수지 체체의 내진특등급과 동일한 재현주기 임)으로 분류하였으며, 성능수준은 **붕괴방지수준**만을 고려하였다.

가. 구조형식

- 1) 형식 : U형 콘크리트 수로암거
- 2) 규격 : B20m×H6.0m(내공)

나. 재료 물성 및 지반 조건

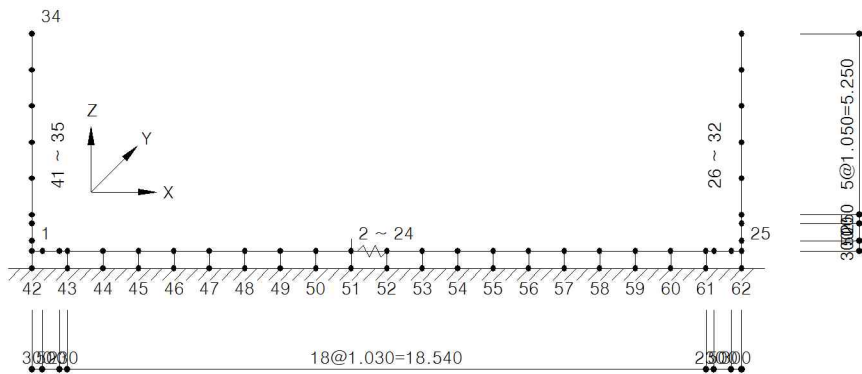
- 1) 콘크리트
 - ① 설계강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
 - ② 탄성계수 : $E_c = 28,693 \text{ MPa}$
 - ③ 포와송비 : $\mu = 0.17$
 - ④ 단위중량 : RC- $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$, 무근- $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$
- 2) 철근(SD400 이형철근)
 - ① 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
 - ② 탄성계수 : $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

3) 지반조건

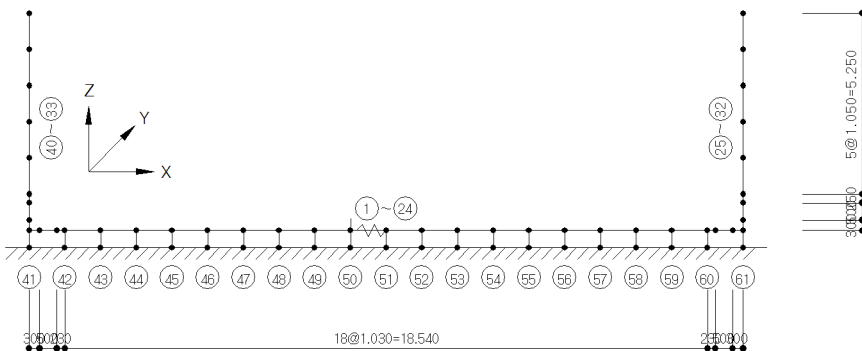
- ① 흙의 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$
- ② 정지토압계수 : $K_o = 1 - \sin\phi = 0.5$
- ③ 채움 토사 단위중량 : $\gamma_t = 19\text{kN/m}^3$
- ④ 채움 토사 수중단위중량 : $\gamma_{sub} = 10\text{kN/m}^3$
- ⑤ 지지 지반 표준관입시험값 : $N=50$

다. 해석모델

- 1) 2차원 보요소(Beam Element) 사용
- 2) 하부슬래브-지반 경계면은 NL Link요소 적용(GAP 요소)



(a) 절점 번호



(b) 부재 번호

<그림 4.4.3-2> U형 콘크리트 수로암거 해석모델

라. 지반반력계수

1) 연직방향 지반반력계수

$$\alpha = 2 \quad (E_0 \text{ 산정방법에 대한 보정계수 : 지진시})$$

$$E_0 = 2,800 N = 2,800 \times 20 = 56,000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_V = \sqrt{BL} = \sqrt{21.20 \times 20.00} = 20.59 \text{ m} \quad (L < B)$$

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 56,000 = 373,330 \text{ kN/m}^3$$

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 373,330 \times \left(\frac{20.59}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} = 15,655.67 \text{ kN/m}^3$$

2) 수평방향 지반반력계수

$$K_H = 1 \times 10^{10} \text{ kN/m}^3 \quad (\text{무한강성})$$

3) 지반반력계수

(표 4.4.3-1) 지반반력계수

| 지반반력계수 | 계 산 식 | 해당 절점 |
|----------|---|-------|
| K_{V1} | $K_V \times \left(\frac{0.600}{2} + \frac{1.030}{2} \right) = 12,759 \text{ kN/m}$ | 1, 25 |
| K_{V1} | $K_V \times \left(\frac{1.030}{2} + \frac{1.030}{2} \right) = 16,125 \text{ kN/m}$ | 4~22 |
| K_H | $1 \times 10^{10} \text{ kN/m}$ | 13 |

마. 수평지진계수

1) 구역계수(Z) : 0.11 (지진구역 I)

2) 위험도계수(I) : 1.4 (재현주기 1,000년)

3) 지반계수(S) : 1.0 (S_B 지반)

4) 수평지진계수 : $K_h = I \cdot Z \cdot S = 1.4 \times 0.11 \times 1.00 = 0.154g$

바. 지진하중

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압)

- 뒷채움 흙의 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$

- 뒷채움 흙의 경사각 : $\alpha = 0^\circ$

- 벽 배면과 연직면이 이루는 각 : $\beta = 2.386^\circ$
- 벽면 마찰각 : $\delta = 0^\circ$
- 수평가속도계수 : $k_h = 0.154g$
- $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - K_V} \right) K_V = 7.520^\circ$
- $\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - K_V} \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_t} \right) K_V = 3.974^\circ$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

$$= 0.436$$

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \beta)}{\cos \theta' \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta')}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta')}} \right]^2}$$

$$= 0.392$$

2) 토압

<지하수위가 없는 경우>

<지하수위가 있는 경우>

| | |
|--|---|
| $W_{h1} = 0.500 \times 23 \times 0.436 = 5.014 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h1} = 0.500 \times 23 \times 0.436 = 5.014 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h2} = 5.014 + 0.350 \times 19 \times 0.436 = 7.913 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h2} = 5.014 + 0.350 \times 19 \times 0.436 = 7.913 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h3} = 7.913 + 1.050 \times 19 \times 0.436 = 16.612 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h3} = 7.913 + 1.050 \times 19 \times 0.436 = 16.612 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h4} = 16.612 + 1.050 \times 19 \times 0.436 = 25.310 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h4} = 16.612 + 1.050 \times 19 \times 0.436 = 25.310 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h5} = 25.310 + 1.050 \times 19 \times 0.436 = 34.008 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h5} = 25.310 + 1.050 \times 19 \times 0.436 = 34.008 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h6} = 34.008 + 1.050 \times 19 \times 0.436 = 42.706 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h6} = 34.008 + 0.600 \times 19 \times 0.436 = 38.978 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h7} = 42.706 + 0.250 \times 19 \times 0.436 = 44.777 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h7} = 38.978 + 0.450 \times 10 \times 0.392 = 40.742 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h8} = 44.777 + 0.500 \times 19 \times 0.436 = 48.919 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h8} = 40.742 + 0.250 \times 10 \times 0.392 = 41.722 \text{ kN/m}^2$ |
| $W_{h9} = 48.919 + 0.300 \times 19 \times 0.436 = 51.404 \text{ kN/m}^2$ | $W_{h9} = 41.722 + 0.500 \times 10 \times 0.392 = 43.682 \text{ kN/m}^2$ |
| | $W_{h10} = 43.682 + 0.300 \times 10 \times 0.392 = 44.858 \text{ kN/m}^2$ |

3) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times \gamma_c \times k_h$$

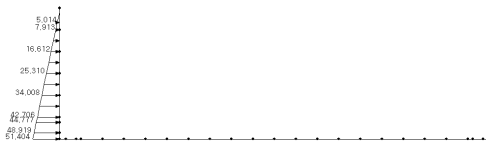
① 하부슬래브

$$f_b = 0.600 \times 24.500 \times 0.154 = 2.2638 \text{ kN/m}^2$$

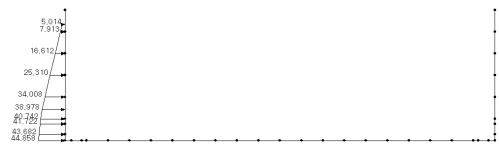
② 측벽

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 0.350 \times 24.500 \times 0.154 &= 1.3206 \text{ kN/m}^2 \\
 f_2 &= 0.394 \times 24.500 \times 0.154 &= 1.4866 \text{ kN/m}^2 \\
 f_3 &= 0.438 \times 24.500 \times 0.154 &= 1.6526 \text{ kN/m}^2 \\
 f_4 &= 0.481 \times 24.500 \times 0.154 &= 1.8148 \text{ kN/m}^2 \\
 f_5 &= 0.525 \times 24.500 \times 0.154 &= 1.9808 \text{ kN/m}^2 \\
 f_6 &= 0.569 \times 24.500 \times 0.154 &= 2.1468 \text{ kN/m}^2 \\
 f_7 &= 0.579 \times 24.500 \times 0.154 &= 2.1846 \text{ kN/m}^2 \\
 f_8 &= 0.600 \times 24.500 \times 0.154 &= 2.2638 \text{ kN/m}^2 \\
 f_9 &= 0.600 \times 24.500 \times 0.154 &= 2.2638 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

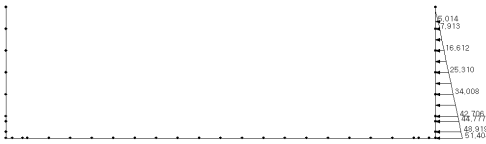
4) 하중재하도



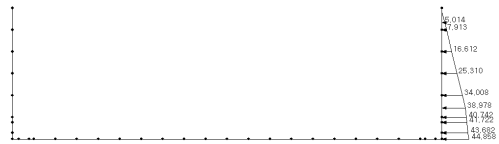
(a) 지진시토평압(좌측) : 지하수위 無



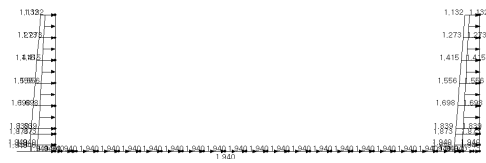
(b) 지진시토평압(좌측) : 지하수위 有



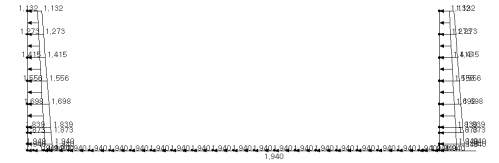
(c) 지진시토평압(우측) : 지하수위 無



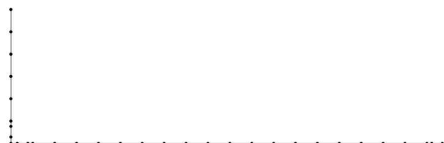
(d) 지진시토평압(우측) : 지하수위 有



(e) 구체관성력 1



(f) 구체관성력 2



(g) 구체 자중

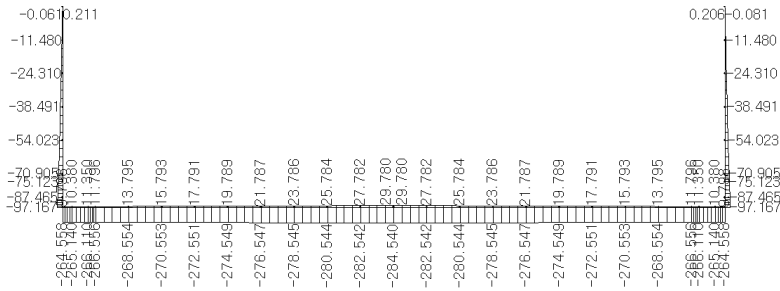
<그림 4.4.3-3> 하중재하도

사. 하중조합

(표 4.4.3-2) 하중계수 및 하중조합

| 하중조합 | D | H _V | H _H | E | 지하수위 고려유무 |
|------|-------|----------------|----------------|-------|-----------|
| LC1 | 0.900 | 1.600 | 1.600 | 1.000 | × |
| LC2 | 0.900 | 1.600 | 1.000 | 1.000 | ○ |

아. 지진해석결과



(표 4.4.3-3) U형 콘크리트 수로암거의 부재력 집계

| 부재위치 | | 축방향력 P_u (kN) | 전단력 V_u (kN) | 모멘트 M_u (kN·m) | B (mm) | H (mm) |
|-----------|-----|--------------------|-------------------|---------------------|-----------|-----------|
| 측벽 | 중앙부 | 62.30 | 148.51 | 232.44 | 1,000 | 546.88 |
| | 하부 | 87.47 | 201.47 | 477.74 | 1,000 | 766.67 |
| 하부 슬래브 | 단부 | 265.14 | 90.79 | 530.76 | 1,000 | 766.67 |
| | 중앙 | 284.54 | 11.96 | 24.27 | 1,000 | 600.00 |

자. 단면검토

1) 설계강도 및 강도감소계수

① 설계강도

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

② 강도감소계수

$$\phi_f = \phi_v = 1.00 \text{ (기존 구조물의 평가시 강도감소는 고려하지 않음)}$$

2) 하부슬래브 - 단부

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 766.7 \text{ mm}, \text{피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 666.67 \text{ mm}$$

$$\text{휨철근 } A_s = 3,096.8 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H22-8EA, 철근도심 : 100mm)}$$

$$M_u = 530.76 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 90.79 \text{ kN}$$

② 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{3,096.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 53.975 \text{ mm}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 3,096.8 \times 400 \times \left(666.67 - \frac{53.975}{2} \right)$$

$$= 792.39 \text{ kN-m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{792.39}{530.76} = 1.493 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토(d=666.67mm)

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{4} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{4} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 666.67 = 866.03 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 866.03 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{866.03}{90.79} = 9.539 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 - 중앙부

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 600 \text{ mm}, \text{ 피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 500 \text{ mm}$$

$$\text{휨철근 } A_s = 2,292.0 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-8EA, 철근도심 : 100mm)}$$

$$M_u = 24.27 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 11.96 \text{ kN}$$

② 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{2,292.0 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 2,292.0 \times 400 \times \left(500 - \frac{39.948}{2} \right)$$

$$= 440.09 \text{ kN-m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{440.09}{24.27} = 18.133 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토(d=500mm)

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{4} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{4} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 500 = 649.52 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 649.52 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{649.52}{11.96} = 54.308 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 측벽 - 중앙부

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 546.9 \text{ mm}, \text{ 피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 446.9 \text{ mm}$$

$$A_s = 2,694.4 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-4EA, H22-4EA)}$$

$$M_u = 232.44 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 148.51 \text{ kN}$$

② 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{2,694.4 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 46.961 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi_f M_n &= \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 2,694.4 \times 400 \times \left(446.9 - \frac{46.961}{2} \right) \\ &= 456.34 \text{ kN} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{456.34}{232.44} = 1.963 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 446.9 = 387.03 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 387.03 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{387.03}{148.51} = 2.606 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 측벽 - 하부

① 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 766.7 \text{ mm}, \text{피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 666.7 \text{ mm}$$

$$A_s = 3,096.8 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H22-8EA, 철근도심 : 100mm)}$$

$$M_u = 477.74 \text{ kN} - \text{m}$$

$$V_u = 201.47 \text{ kN}$$

② 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{3,096.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 53.975 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi_f M_n &= \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 3,096.8 \times 400 \times \left(666.67 - \frac{53.975}{2} \right) \\ &= 792.39 \text{ kN} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{792.39}{477.74} = 1.659 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 전단에 대한 검토(d=666.67mm)

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 666.67 = 577.35 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 577.35 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{577.35}{201.47} = 2.866 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

차. 기초 지지력 검토(상시하중으로 검토)

1) 최대 지반 반력(지하수위 미고려)

① 구체자중 : $457.415 / 21.20 = 21.58 \text{ kN/m}^2$

② 최대 지반 반력 $Q_{\max} = 21.58 \text{ kN/m}^2$

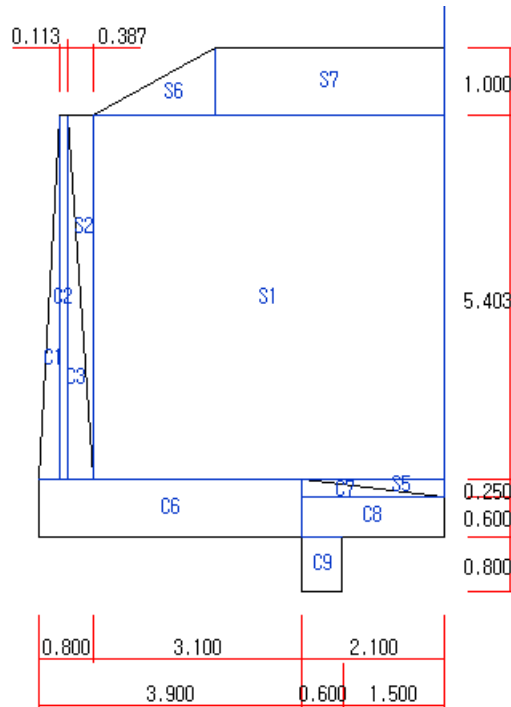
2) 허용지지력

$Q_a = 1,000.00 \text{ kN/m}^2$ (토질조사보고서 적용)

3) 지지력 검토

$$\frac{Q_a}{Q_{\max}} = \frac{1,000.00}{21.58} = 46.339 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

4.4.4 내진성능 평가예제 : L형 옹벽



<그림 4.4.4-1> L형 옹벽(H6.253m×B6.000m) 해석단면

대상구조물은 **지진구역 I**에 건설된 내진 I 등급 저수지의 부속시설로서, <그림 4.4.4-1>에 보인 바와 같이 연암 상부(S_B)에 건설된 L형 옹벽 구조물이다. 내진등급은 저수지 체체의 내진등급과 동일한 **내진 I 등급** (1,000년 재현주기, 저수지 체체의 내진특등급과 동일한 재현주기 임)으로 분류하였으며, 성능수준은 **붕괴방지수준**만을 고려하였다.

가. 재료 물성 및 지반 조건

1) 콘크리트

- ① 설계강도 : $f_{ck} = 27\text{MPa}$
- ② 탄성계수 : $E_c = 28,693\text{MPa}$
- ③ 포와송비 : $\mu = 0.17$
- ④ 단위중량 : $\gamma_c = 24.5\text{kN/m}^3$

2) 철근

- ① 철근종류 : SD400 이형철근
- ② 항복강도 : $f_y = 400\text{MPa}$
- ③ 탄성계수 : $E_s = 2.00 \times 10^5\text{MPa}$

3) 지반조건

- ① 뒷채움흙 내부마찰각/경사각 : $\phi_1 = 30^\circ / \beta = 29^\circ$
- ② 뒷채움흙 단위중량/성토높이 : $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3 / 1.000 \text{ m}$
- ③ 지지지반 내부마찰각/점착력 : $\phi_2 = 30^\circ / c = 0 \text{ kN/m}^2$
- ④ 옹벽전면의 토피고 : $D_f = 1.000 \text{ m}$

4) 지진계수 산정

- ① 지진구역계수 : 0.11 (지진1구역)
- ② 위험도계수 : 1.4(1,000년 재현주기)
- ③ 가속도계수 A : 0.154g (0.11×1.4)
- ④ 수평지진계수 k_h : 0.077 (0.5A)

5) 지진시 토압 산정방법 : 시행 흠빼기법(안정 및 단면 검토시)

6) 과재하중, $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

나. 안정 검토

1) 안정검토용 하중 산정

- ① 자중 및 상재토 하중 산정

(표 4.4.4-1) 자중 및 상재토 하중 계산

| 구분 | A | γ | W | k_h | H | x | y | Mr | Mo | |
|-----------|---------------|----------|---------------|-------|--------------|-------|--------|-----------------|---------------|------|
| C1 | 0.810 | 24.5 | 19.86 | 0.077 | 1.53 | 0.200 | 2.651 | 3.97 | 4.05 | |
| C2 | 0.611 | | 14.96 | | 1.15 | 0.357 | 3.552 | 5.33 | 4.09 | |
| C3 | 1.045 | | 25.61 | | 1.97 | 0.542 | 2.651 | 13.88 | 5.23 | |
| C4 | 0.000 | | 0.00 | | 0.00 | 0.550 | 0.850 | 0.00 | 0.00 | |
| C5 | 0.000 | | 0.00 | | 0.00 | 0.00 | 1.833 | 0.850 | 0.00 | 0.00 |
| C6 | 3.315 | | 81.22 | | 6.25 | 1.950 | 0.425 | 158.37 | 2.66 | |
| C7 | 0.263 | | 6.43 | | 0.50 | 4.600 | 0.683 | 29.58 | 0.34 | |
| C8 | 1.260 | | 30.87 | | 2.38 | 4.950 | 0.300 | 152.81 | 0.71 | |
| C9 | 0.480 | | 11.76 | | 0.91 | 4.200 | -0.400 | 49.39 | -0.36 | |
| 소계 | 7.784 | | 190.71 | | 14.68 | | | 413.34 | 16.72 | |
| S1 | 28.096 | 19.0 | 533.82 | 0.077 | 41.10 | 3.400 | 3.552 | 1,814.98 | 145.98 | |
| S2 | 1.045 | | 19.86 | | 1.53 | 0.671 | 4.452 | 13.33 | 6.81 | |
| S3 | 0.000 | | 0.00 | | 0.00 | 2.867 | 0.850 | 0.00 | 0.00 | |
| S4 | 0.000 | | 0.00 | | 0.00 | 4.950 | 0.850 | 0.00 | 0.00 | |
| S5 | 0.263 | | 4.99 | | 0.38 | 5.300 | 0.767 | 26.43 | 0.29 | |
| S6 | 0.902 | | 17.14 | | 1.32 | 2.003 | 6.586 | 34.32 | 8.69 | |
| S7 | 3.396 | | 64.52 | | 4.97 | 4.302 | 6.753 | 277.58 | 33.55 | |
| 소계 | 33.702 | | 640.33 | | 49.31 | | | 2,166.64 | 195.33 | |
| 총계 | 41.486 | | 831.04 | | 63.99 | | | 2,579.98 | 212.05 | |

② 지진시 주동토압계수 산정(시행 흠빼기법)

i) 뒷채움흙의 벽면마찰각 : $\delta = \beta + \Theta = 4.403^\circ$

$$\left(\text{여기서, } \Theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - K_V} \right) = 4.403^\circ \right)$$

ii) 썰기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\alpha = 55.50^\circ \text{ 일 때, } K_{ae} = 0.3683 \text{ 최대값}$$

$$\therefore K_{ae} = 0.368 \text{ (썰기중량 } W_e = W/\cos(\Theta) = 344.490 \text{ kN)}$$

$$K_{aeh} = 0.368 \times \cos 4.403^\circ = 0.367$$

$$K_{aev} = 0.368 \times \sin 4.403^\circ = 0.028$$

$$\text{iii) } P_{aeh} = \frac{1}{2} K_{aeh} \gamma_t H^2 = \frac{1}{2} \times 0.367 \times 19.0 \times 7.253^2 = 183.535 \text{ kN/m}$$

$$\text{iv) } P_{aev} = \frac{1}{2} K_{aev} \gamma_t H^2 = \frac{1}{2} \times 0.028 \times 19.0 \times 7.253^2 = 14.132 \text{ kN/m}$$

$$\text{v) } y = \frac{H}{2} = \frac{7.253}{2} = 3.627 \text{ m}$$

$$\text{vi) } x = 6.000 \text{ m}$$

$$\text{vii) } M_o = P_{aeh} \times y = 183.535 \times 3.627 = 665.591 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{viii) } M_r = P_{aev} \times x = 14.132 \times 6.000 = 84.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 과재하중 : 가상배면외의 과재하중은 흠빼기 중량에 고려하며, 가상배면내에 작용하는 과재하중은 연직력을 계산한다.

$$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

$$P_V = 33.960 \text{ kN/m}$$

$$x = 4.302 \text{ m}$$

$$M_r = P_V \times x = 146.095 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 하중 집계

(표 4.4.4-2) 안정검토용 하중집계

| 구 분 | V(kN) | H(kN) | Mr(kN · m) | Mo(kN · m) |
|----------|----------------|----------------|------------------|----------------|
| 콘크리트 자중 | 190.707 | 14.684 | 413.343 | 16.719 |
| 상재토 자중 | 640.330 | 49.305 | 2,166.641 | 195.327 |
| 토 압 | 14.132 | 183.535 | 84.793 | 665.591 |
| Σ | 845.169 | 247.525 | 2,664.777 | 877.637 |

3) 전도에 대한 안정검토

$$\Sigma V = 845.169 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_r = 2,664.777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_o = 877.637 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{6.000}{2} - \frac{2,664.777 - 877.637}{845.169}$$

$$= 0.885 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{6.000}{6} = 1.000 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}$$

$$\triangleright \text{편심 검토} : e = 0.885 \text{ m} \leq \frac{B}{3} = \frac{6.000}{3} = 2.000 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\triangleright \text{안전율 검토} : S.F = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{2,664.777}{877.637} = 3.036 \geq 1.500 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 지지력에 대한 안정검토

① 지지지의 허용지지력 : $Q_a = 1,000.000 \text{ kN/m}^2$

② 지반반력 : 사다리꼴 분포

$$Q_{\max} = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{845.169}{6.253 \times 1.000} \left(1 + \frac{6 \times 0.885}{6.253} \right) = 265.589 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\min} = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{845.169}{6.253 \times 1.000} \left(1 - \frac{6 \times 0.885}{6.253} \right) = 16.134 \text{ kN/m}^2$$

③ 지지력 검토 : $\frac{Q_a}{Q_{\max}} = \frac{1,000.000}{265.589} = 3.765 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$

5) 활동에 대한 안정검토

① 검토조건

기초저면지반의 마찰계수 $\mu = \tan \phi_B = 0.6$

기초저면과 지반과의 부착력 $C_b = 0$

기초저면의 유효재하면적 $A' = B' \times L = 4.483 \times 1.000 = 4.483 \text{ m}^2$

(여기서, $B' = B - 2e = 6.253 - 2 \times 0.885 = 4.483 \text{ m}$)

② 수평저항력 H_C

$$H_C = C_b A' + \Sigma V \tan \phi_B = 0 \times 4.483 + 845.169 \times 0.6 = 507.10 \text{ kN}$$

③ 수평력 H_D

$$H_D = \Sigma H = 247.525 \text{ kN}$$

④ 활동 검토 : $\frac{H_C}{H_D} = \frac{507.101}{247.525} = 2.049 \geq 1.200 \quad \therefore \text{O.K}$

다. 단면 검토

1) 지반반력 계산(기초단면검토용)

$$\Sigma V = 845.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma Mr = 2,664.777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma Mo = 877.637 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{6.000}{2} - \frac{2,664.777 - 877.637}{845.169}$$

$$= 0.885 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{6.000}{6} = 1.000 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}$$

$$Q_{\max} = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{845.169}{6.253 \times 1.000} \left(1 + \frac{6 \times 0.885}{6.253} \right) = 265.589 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\min} = \frac{\Sigma V}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{845.169}{6.253 \times 1.000} \left(1 - \frac{6 \times 0.885}{6.253} \right) = 16.134 \text{ kN/m}^2$$

2) 단면검토용 하중 계산

① 뒷굽판 단면력(단위 : kN, m)

| 구 분 | 뒷굽자중 | 상재토자중 | 과재하중 | 지반반력 | 연직토압 | 총 계 |
|-----|---------|-----------|-------|----------|---------|-----------|
| 전단력 | 102.257 | 558.419 | 0.000 | -525.678 | 22.612 | 157.610 |
| 모멘트 | 263.338 | 1,491.246 | 0.000 | -665.287 | 117.580 | 1,206.877 |

② 벽체 단면력

i) 지진시 주동토압계수 산정(시행 흙췘기법)

- 뒷채움흙의 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$
- 뒷채움흙의 경사각 : $\beta = 29^\circ$
- 흙과 콘크리트의 마찰각 : $\delta = 10^\circ$
- 옹벽배면의 연직경사각 : $\theta = 4.097^\circ$

- 썰기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\alpha = 55.50^\circ \text{ 일 때, } K_{ae} = 0.5110 \text{ 최대값}$$

$$\therefore K_{ae} = 0.511 \text{ (썰기중량 } We = W/\cos(\Theta) = 264.663 \text{ kN)}$$

$$K_{ach} = 0.511 \times \cos 4.097^\circ = 0.510$$

$$K_{acv} = 0.511 \times \sin 4.097^\circ = 0.037$$

ii) 지진시 벽체(하부, C-C) 단면력

$$P_{ach} = \frac{1}{2} K_{ach} \gamma_t H^2 = \frac{1}{2} \times 0.510 \times 19.0 \times 5.403^2 = 141.355 \text{ kN/m}$$

$$y = \frac{H}{2} = \frac{5.403}{2} = 2.702 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ach} \times y = 141.355 \times 2.702 = 381.870 \text{ kN-m}$$

iii) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(표 4.4.4-3) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산(단위 : kN, m)

| 구분 | A | γ | W | k_h | H | y | Mo |
|--------------------|-------|----------|---------------|-------|--------------|-------|--------------|
| C1 | 0.810 | 24.5 | 19.856 | 0.077 | 1.529 | 1.801 | 2.754 |
| C2 | 0.611 | | 14.958 | | 1.152 | 2.702 | 3.112 |
| C3 | 1.045 | | 25.614 | | 1.972 | 1.801 | 3.552 |
| 합 계 (벽체 하부) | | | 60.429 | | 4.653 | | 9.417 |

iv) 지진시 벽체 하단 단면력 계산

(표 4.4.4-4) 지진시 벽체 하단 단면력 계산(단위 : kN, m)

| 구분 | 수동토압 | 과재하중 | 관성력 | 총 계 |
|-----|---------|-------|-------|---------|
| 전단력 | 226.168 | 0.000 | 4.653 | 230.821 |
| 모멘트 | 610.992 | 0.000 | 9.417 | 620.410 |

③ 활동방지벽의 단면력 : 활동방지벽(전단키, Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다. 합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$K_{pe} = 2.863, \mu = 0.577$$

(표 4.4.4-5) 활동방지벽의 단면력 계산(단위 : kN, m)

| 구 분 | 활동저항력 | 마찰력 | 총 계 |
|-----|---------|--------|---------|
| 전단력 | 232.159 | 10.024 | 242.182 |
| 모멘트 | 92.863 | 4.009 | 96.873 |

④ 단면검토용 하중집계

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의 접속점의 모멘트 평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를 초과하지 않는다.)

(표 4.4.4-6) 단면검토용 하중집계(단위 : kN, m)

| 구 분 | 뒷굽판(B-B) | 벽체하부(C-C) | 활동방지벽(E-E) |
|---------|-----------|-----------|------------|
| 전단력, Vu | 157.610 | 230.821 | 242.182 |
| 모멘트, Mu | 1,206.877 | 620.410 | 96.873 |

3) 단면 검토 : 뒷굽판

① 설계강도

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

② 강도감소계수

$$\phi_f = \phi_v = 1.00 \text{ (기존 구조물의 평가시 강도감소는 고려하지 않음)}$$

③ 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 850 \text{ mm}, \text{피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 750 \text{ mm}$$

$$A_s = 3,096.8 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H22-8EA, 철근도심 : 125mm)}$$

$$M_u = 1,206.877 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 157.610 \text{ kN}$$

④ 휨에 대한 검토

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{3,096.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 53.975 \text{ mm}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 3,096.8 \times 400 \times \left(750 - \frac{53.975}{2} \right)$$

$$= 895.61 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{895.610}{1,206.877} = 0.742 < 1.000 \quad \therefore \text{N.G}$$

⑤ 전단에 대한 검토(d=750mm)

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 750 = 649.519 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 649.519 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{649.519}{157.610} = 4.121 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 단면 검토 - 벽체 하부

① 설계강도

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

② 강도감소계수

$$\phi_f = \phi_v = 1.00 \text{ (기존 구조물의 평가시 강도감소는 고려하지 않음)}$$

③ 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 800 \text{ mm}, \text{외복두께} = 100 \text{ mm}, d = 700 \text{ mm}$$

$$A_s = 3,096.8 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H22-8EA, 철근도심 : 125mm)}$$

$$M_u = 620.410 \text{ kN} - \text{m}$$

$$V_u = 230.821 \text{ kN}$$

④ 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{3,096.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 53.975 \text{ mm}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 3,096.8 \times 400 \times \left(700 - \frac{53.975}{2} \right)$$

$$= 833.674 \text{ kN} - \text{m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{833.674}{620.410} = 1.344 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 전단에 대한 검토(d=700mm)

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 700 = 606.218 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 606.218 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{606.218}{230.821} = 2.626 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 단면 검토 - 활동방지벽

① 설계강도

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

② 강도감소계수

$$\phi_f = \phi_v = 1.00 \text{ (기존 구조물의 평가시 강도감소는 고려하지 않음)}$$

③ 단면제원 및 부재력

$$B = 1,000 \text{ mm}, H = 600 \text{ mm}, \text{피복두께} = 100 \text{ mm}, d = 500 \text{ mm}$$

$$A_s = 2,292 \text{ mm}^2 \text{ (1단 : H19-8EA, 철근도심 : 125mm)}$$

$$M_u = 96.873 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 242.182 \text{ kN}$$

④ 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{2,292 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi_f M_n = \phi_f A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 2,292 \times 400 \times \left(500 - \frac{39.948}{2} \right)$$

$$= 440.088 \text{ kN-m}$$

$$\frac{\phi_f M_n}{M_u} = \frac{440.088}{96.873} = 4.543 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 전단에 대한 검토(d=500mm)

$$\phi_v V_c = \phi_v \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b d = 1.00 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 500 = 433.013 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v V_c = 433.013 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{V_u} = \frac{433.013}{242.182} = 1.788 \geq 1.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

제 5 장

저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 향상기법 정립

Water Resources, Plant and Fisheries
Administration and Inspection Agency

제5장 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 향상기법 정립

5.1 취수터널 및 여수로의 내진성능 향상기법 정립

저수지(댐) 부대시설물 중 취수터널(복통)과 소규모 여수로·방수로의 내진성능평가지 검토단면에서 내진성능이 부족하면 적절한 내진보강을 실시하여야 한다. 이를 위해 취수터널(복통)과 소규모 여수로·방수로에 관련된 내진보강 사례 및 내진성능향상 연구결과 등을 조사하였으나 우리나라 뿐만 아니라 해외에서도 전무한 실정이었다. 이에 유사한 시공 및 거동특성을 갖는 ‘개착식 터널’의 내진보강공법 중 취수터널(복통) 및 소규모 여수로·방수로에 적용가능한 방법을 검토하여 내진성능 향상기법을 정립하였다. 이때, 개착식 터널의 내진보강공법은 「기존 시설물(터널) 내진성능 향상요령(한국시설안전공단, 2011)」과 「기존구조물 내진보강 기본계획 수립(소방방재청, 2009)」에 제시된 방법을 참조하였다.

가. 슬래브 두께 증가 보강공법

1) 공법개요

구조물의 상부 및 하부 슬래브의 휨모멘트 및 전단저항력 등이 부족하여 이에 대한 보강이 필요하고, 구조물의 특성상 부득이 부재하부 또는 상부에서 보강조치가 가능한 경우에 적용한다. 부재하부에 추가적으로 철근을 배근하고 콘크리트를 타설하는 경우에는 추가 타설된 콘크리트의 수축 등으로 신·구 콘크리트의 접합이 불확실해지기 쉬우므로 이에 대한 확실한 대책이 필요하다.

2) 보강방법

(1) 상부 슬래브 두께증가

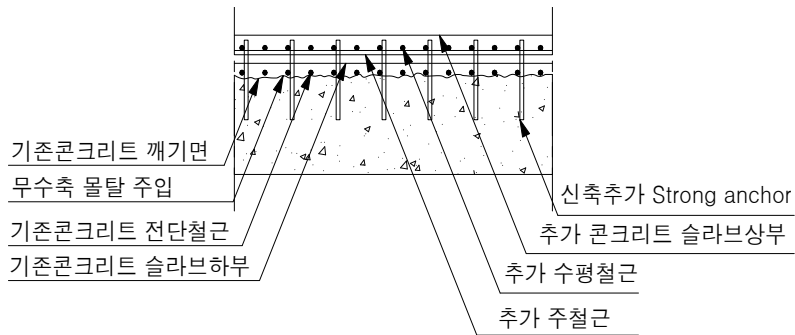
부재의 휨강도와 전단강도 향상을 위하여 추가 배치된 철근과 콘크리트의 구조적 성능이 효과적으로 발휘되기 위해서는 기존 구조물과의 확실한 부착이 필요하다. 이를 위하여 슬래브 부재의 하단에서 콘크리트 피복을 깨낸 후 기존의 주철근 및 전단철근이 노출

된 상태에서 앵커(Anchor) 처리 등에 의한 전단연결체를 설치한 후 추가 주철근과 배력철근을 배근한 후 소정의 두께의 콘크리트를 덧입힌다. 신·구 콘크리트 이음면에는 추가적인 무수축 모르타르 시멘트를 충전한다.

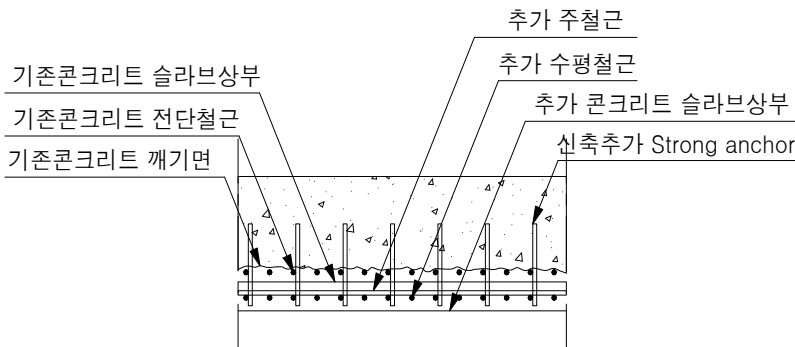
(2) 하부 슬래브 두께증가

부재의 휨강도와 전단강도를 향상시키기 위하여는 추가된 주철근의 강도가 충분히 발휘될 수 있도록 확실한 정착장 확인이 필요하다. 또한 확실한 전단저항력 확보를 위하여 증가된 두께부분과 기존구조물과의 부착이 확실해야하므로 기존 표면의 거칠게 처리 및 앵커(Anchor) 처리 등에 조치가 필요하며, 추가타설 콘크리트의 확실한 충전이 되어야 한다.

3) 공법개요도



(a) 상부 슬래브 보강



(b) 하부 슬래브 보강

<그림 5.1.1-1> 슬래브 두께 증가 보강공법

나. 강판접착공법

1) 공법개요

상·하부 슬래브 및 벽체 콘크리트의 인장면에 강판을 접착하고 기존 콘크리트와 일체화시켜서 지진하중에 대한 부재저항력을 증진시킨다.

접착하는 강판으로는 두께 4.5~6mm 정도가 일반적으로 사용된다. 강판의 접착길이는 소요 휨모멘트 발생 구간보다 저항휨모멘트가 커지는 범위까지 충분히 길게 연장한다. 강판접착공법은 주하중 단면방향 뿐만 아니라 배력철근방향에 대하여도 부재저항력을 증진시키는 효과를 가져 온다.

2) 보강방법

강판접착공법에는 주입법과 압착법 2가지가 있다.

(1) 주입법

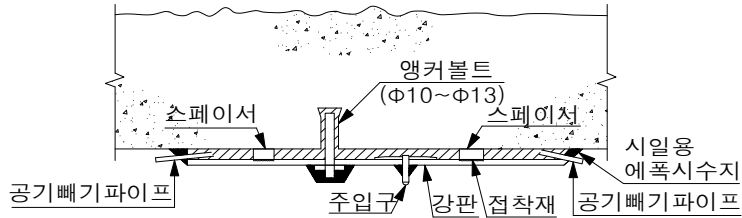
콘크리트면과 강판면의 사이에 스페이서 등에 의해 빈 공간을 지지시키고, 주위를 시일(Seal)해서 한편으로 주입용 에폭시계 수지를 주입함과 동시에, 공기를 빼면서 접착하는 공법이다. 약간의 기포가 남아있을 위험이 있고, 주입에 상당한 시간을 요하지만 콘크리트면이 평활하지 않고 일부 또는 전체 면에 곡면이 포함되어 있는 경우에 적용시키고 있다.

(2) 압착법

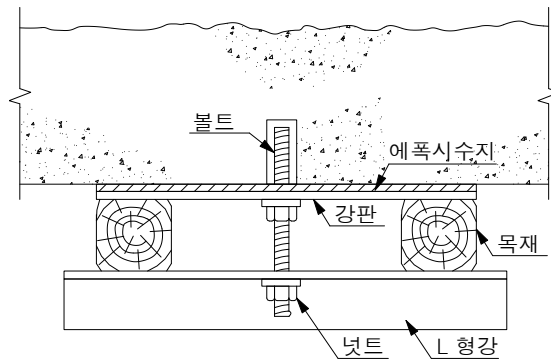
콘크리트면 및 강판면에 에폭시계 수지를 도포하고, 다시금 콘크리트 면에 고정해 있는 앵커류를 이용해서 강판을 콘크리트면에 압착하는 공법이다.

에폭시계 수지의 일부를 압착에 의해 압출함과 동시에 접착면에 포함된 공기를 빼내면서 시공한다. 이 공법은 콘크리트면이 평활해서 콘크리트면에 압착용 앵커볼트를 고정시킬 수 있는 부분에 적용시키고 있다. 강판압착공법을 효과적으로 시공하기 위해서는 적절한 에폭시계 수지의 선정과 충분한 시공관리가 필요하다.

3) 공법개요도



(a) 주입법



(b) 압착법

<그림 5.1.1-2> 강판접착공법

다. 벽체 두께 증가 보강공법

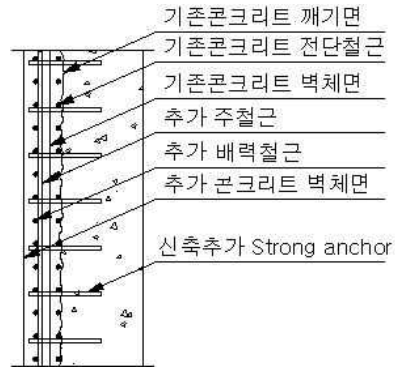
1) 공법개요

구조물의 벽체 혹은 기둥부재 등의 내하력, 연성도 및 전단강도를 향상시키기 위하여 기존부재 주위에 띠철근 및 주철근을 추가 배근하고 콘크리트를 덧씌우는 공법이다. 즉, 기존 구조물의 단면을 증가시킴에 의하여 구조내하력을 증진시키는 공법이다.

2) 보강방법

부재의 휨강도와 전단강도를 향상시키기 위해서는 추가된 주철근의 강도가 충분히 발휘될 수 있도록 확실한 정착장 확인이 필요하다. 또한 확실한 전단내하력 확보를 위하여 증가된 두께부분과 기존구조물과의 부착이 확실해야하므로 기존벽체표면의 거칠게 처리 및 앵커(Anchor) 처리 등에 조치가 필요하며, 추가타설 콘크리트의 확실한 충전이 되어야 한다.

3) 공법개요도



<그림 5.1.1-3> 벽체 두께 증가 보강공법

5.2 취수탑의 내진성능 향상기법 정립

5.2.1 취수탑의 내진성능평가 및 보강 관련 국내·외 동향

가. 국외 동향

미국의 USBR, USACE, FEMA, NIBS 및 MCEER에서는 기존 댐 및 상수도시설의 내진성능평가 지침을 제시하고 있다.

미개척국 (USBR; US Bureau of Reclamation)에서 1995년에 발간한 「Design Standard No. 13 Embankment Dams : Chapter 13. Seismic Design and Analysis」과 미공병단 (USACE; US Army Corps of Engineers)에서 2001에 발간한 「Gravity Dam Design」에서는 신설 및 기존 댐의 내진설계 및 해석에 관한 내용을 제시하고 있다. 특히, 기존 댐의 내진보강 개념과 방법에 대해 구조형식에 따라 상세하게 기술(비구조적 보강방안 포함)하고 있으며, 주요 내진보강 사례를 제시하고 있다. 다만, 댐 본체에만 국한되어 있는 실정이다.

미연방재난관리청(FEMA; Federal Emergency Management Agency)와 미국립건축과학연구소 (NIBS; National Institute of Building Sciences)에서 2005년에 발간한 「Seismic Guidelines for Water Pipelines」은 매설 상수관로의 내진설계 및 평가요령에 대하여 참고용(강제성이 없는 Guideline)으로 제시하고 있다. 「Seismic Guidelines for Water Pipelines」의 목적은 지진에 대한 관로의 내구성을 증대시키고 지진 발생 후 신속하고 경제적인 복구를 수행할 수 있는 설계를 하도록 유도하며, 효율적인 관로 시스템의 운영을 통한 지진 발생 후 기능 수행에 차질이 없도록 하는데 있다.

미지진공학연구소 다중분야센터(MCEER; Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research)에서 2012년에 발간한 「Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines」에는 지진시 위험요소들을 다루고 있으며, 특히 단층의 이격, 산사태, 측방유동과 지진으로 인한 지반 침하를 포함하는 영구지반변형 (PGD; Permanent Ground Deformation)을 다루고 있다. 또한, 지반 변형량을 추정하는 경험적, 해석적 관계식을 제시하고 있으며, 매설관로에 매우 중요한 측방유동 Zone의 공간적 확장성에 관한 일부 정보를 제공하고 있다.

일본의 국토교통성하천국에서는 높이 15m 이상의 댐(사방댐 제외)에 적

용할 수 있는 「대규모지진에 대한 댐 내진성능조사 지침」을 2005년에 발간하였다. 지침에서는 구조형식별 지진해석에 의한 내진성능평가 및 보강에 관한 전반적인 내용을 제시하고 있다.

(사)일본수도협회에서 2009년에 발간한 「수도시설 내진공법 지침·해설」은 수도시설 지진대책의 기본적인 사고방식, 내진설계의 기본방침과 설계 지진동, 내진성능의 조사 원칙, 내진계산법(매설관로, 입갱, 지하배수로, 공동구, 쉴드터널, 지장구조물, 지상수조, 수관교, 수로교, 수도시설에 있어서의 건축물 등), 내진공법·대책 및 구조세목(재료 및 형식별, 취수탑 포함), 내진진단·보강 및 사례(취수탑 포함), 수도시설의 지진피해 예 등을 상세하게 기술하고 있다.

취수탑의 내진해석 및 평가와 관련된 연구결과를 살펴보면, 미공병단에서는 2004년에 지반-구조물 상호작용(SSI; Soil-Structure Interaction) 효과와 다지지점 지진입력(Multiple-Support Excitation)을 고려하여 취수탑의 내진해석을 수행하는 방법과 MATLAB 기반의 해석프로그램에 대한 설명과 해석결과를 보여주고 있다(USACE, 2004). Bosler와 Lopez(2006)은 ANCOLD에서 취수탑 내진해석의 최신기법으로 응답스펙트럼해석결과를 토대로 회전안전성(rotational stability)에 대한 평가를 제안하였다. 수리구조물의 동적해석을 위하여 구조물 주변의 물을 부가질량(added mass)으로 치환하는 방법에 대해서는 미공병단(US Army Corps of Engineers)에서 사용하는 Chopra & Liaw(1975) 방법, Goyal & Chopra(1989) 방법, Westergaard(1993) 방법 등이 있다.

나. 국내 동향

국내의 기존 댐 및 상수도시설 내진성능평가 지침을 살펴보면, 「기존 댐 내진성능 평가 및 향상요령(한국시설안전기술공단, 2004)」과 「기존 상수도 내진성능 평가 및 향상요령(한국시설안전기술공단, 2004)」 및 「수도시설물 내진성능 평가절차 요령(한국수자원공사, 2008)」 등이 있으나, 각 지침들은 메인 시설물 중심으로 되어 있어 부속시설의 내진성능평가를 수행하기에는 많은 애로사항이 있다.

이러한 문제점을 해결하고자 댐(저수지) 부속시설은 한국시설안전공단과 한국농어촌공사를 중심으로, 수도시설물 부속시설은 한국수자원공사를 중심으로 내진성능평가 관련 연구 및 기술개발이 진행 중에 있다(기존 댐의 부대시설물 내진성능평가 및 향상방안 수립연구(한국시설안전공단, 진

행 중), 농업기반시설 정밀안전진단 평가기준 및 기법개선 연구(한국농어촌공사, 진행 중), 상수도시설 내진성능평가 요령 개선 연구(한국수자원공사, 2013), 상수도시설 내진취약성평가 및 보강대책 연구(한국수자원공사, 진행 중)).

부대시설 중 취수탑의 내진성능평가 관련 연구결과를 살펴보면 대부분 지진해석을 등가정적해석법(동수압으로 고려)이나 응답스펙트럼해석법(부가질량으로 고려)을 적용하여 얻은 단면력을 통해 내진성능 확보 유무를 검토하고 있었다(최병습 등(2013), 최병한 등(2013), 배정주 등(2011), 정우성 등(2006)). 취수탑의 지진해석에서는 주변의 물을 어떻게 하중으로 고려하는지에 따라 결과가 차이를 보인다. 실무에서는 일반적으로 등가정적해석법을 채택하고 있으며, 「상수도시설 내진 설계 기준 마련을 위한 연구(환경부, 1999)」에 제시된 동수압 산정방법을 적용하고 있다. 보다 정밀한 응답스펙트럼해석법에서는 부가질량법을 적용하고 있지만 상이한 치환 방법을 적용하고 있었다. 알려진 부가질량 산정방법으로는 Westergaard(1993) 방법, Goyal & Chopra(1989) 방법, 미공병단(US Army Corps of Engineers)에서 사용하는 Chopra & Liaw(1975) 방법 등이 있다.

취수탑의 내진성능평가를 수행한 사례를 살펴보면, 탐정저수지(한국시설안전기술공단, 2003), 경천저수지(한국시설안전기술공단, 2004, 한국시설안전공단, 2009), 대아저수지(한국시설안전기술공단, 2006), 청천저수지(한국시설안전기술공단, 2006), 백곡저수지(한국시설안전기술공단, 2007), 하동저수지(한국시설안전공단, 2009), 나주댐(한국시설안전기술공단, 2006) 및 안동다목적댐(한국시설안전기술공단, 2006) 등의 정밀안전진단 수행시 취수탑의 내진안전성 평가를 같이 수행하였으며, 평가결과(균열응력 또는 단면력 검토)는 모두 지진에 대해 안전한 것으로 평가되어 별도의 보강공법이 필요하지 않았다.

이와 같이 취수탑의 내진안전성 평가결과에 따른 보강사례, 보강관련 연구 및 기술개발 현황은 거의 찾아볼 수 없었다. 다만, 내진보강이 아닌 노후화에 따른 보강방안으로 한국건설기술연구원에서 개발하여 농업용 저수지 현장에 적용된 ‘곡면 FRP 보강공법’을 확인할 수 있었다(박광필 등, 2012).

5.2.2 취수탑의 내진성능 평가기법

가. 기본 방향

「상수도시설기준(환경부, 2010)」과 「상수도시설 내진 설계기준(한국수자원공사, 2000)」에서는 부속시설에 대한 지진해석 및 내진설계방법이 비교적 상세하게 규정되어 있으므로, 이 기준들을 준용하여 취수탑의 내진성능평가에 적용한다.

또한, 이 기준들은 「상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구(환경부, 1999)」 보고서를 근간으로 작성되었으므로, 기준에 규정되지 않은 사항은 보고서에 기술된 내용을 적용한다.

나. 취수탑의 내진성능 평가기법

취수탑의 내진성능 평가기법은 대상 구조물의 구조특성, 중요도, 손상형태, 주변지반의 특성 등을 고려하여 적합한 지진해석모델과 지진응답해석방법에 의해 결정된 지진력에 대하여 충분한 내력을 갖도록 하여야 한다.

취수탑의 내진성능 평가기법은 다음과 같다.

- 1) 내진성능목표 : 제체의 내진성능목표를 따른다.
- 2) 내진성능수준 : 기존 시설물의 내진성능평가임을 감안하여 붕괴방지 수준만을 적용한다.
- 3) 수평지반운동 : 수평지반운동은 지표면에서의 자유장 운동으로, 세기와 특성이 동일한 수평 2축 방향성분으로 정의한다. 대상 구조물이 대칭인 경우에는 1축 방향성분만 고려하여 해석해도 무방하다.
- 4) 수직지반운동 : 수직방향 성분의 지반운동은 무시하여도 무방하다. 다만, 수직방향 성분의 지반운동에 의한 영향이 예상되는 경우에는 수평방향 성분의 1/2 세기로 가정하여 적용할 수 있다.
- 5) 구성재료의 거동 : 탄성거동 한계 내에 있도록 ‘댐설계기준(2011)’에 규정하고 있으므로 원칙적으로 선형해석방법을 적용하며, 필요한 경우 비선형거동의 영향을 고려할 수 있다.
- 6) 수위 조건 : 취수탑의 내진성능평가는 만수위시, 공수위시 및 중간정도 찬 경우에 대하여 검토하여야 한다.

- 7) 지진해석방법 : 부재의 평가지진력 산정을 위한 지진해석방법은 등가 정적해석법을 적용한다. 다만 진보된 평가를 원할 경우, 응답스펙트럼해석법과 동적해석법을 적용할 수 있다.
- 8) 해석모델 : 해석모델은 3차원 보요소를 기본으로 하며, 구조특성을 고려하여 평면요소 및 고체요소를 적용할 수 있다. 또한 기초면의 경계조건은 고정으로 가정하여 해석을 수행하나, 보다 정밀한 해석을 원할 경우에는 기초의 등가강성을 산정하여 적용할 수 있다.
- 9) 하중계수 및 하중조합 : 하중은 구조물의 특성에 맞게 고정하중 및 지진하중(지진시 동수압 및 토압 포함)을 고려하여 ‘콘크리트구조기준(2012)’에 제시된 하중계수 및 하중조합을 적용한다.
- 10) 내진성능 평가방법 : 극한하중인 붕괴방지수준의 지진하중을 적용하였으므로 강도설계법에 따라 부재의 단면력을 검토하며, 기초 및 기초 지반도 부재와 동일한 방법을 적용한다.

5.2.3 취수탑의 내진성능 향상기법

취수탑의 내진성능향상(내진보강)과 관련된 국내·외 사례, 기술개발 및 연구결과는 매우 빈약한 실정이다. 그러나 취수탑의 벽체 및 기초부에서 내진성능을 만족하지 못하는 경우에 대해서는 적절한 내진보강을 통해 취수탑의 내진성능향상을 꾀해야 한다.

이를 위해 취수탑과 관련된 국내·외 보강사례와 취수탑에 적용 가능한 타시설물의 내진성능 향상방안을 검토하였다.

5.2.3.1 「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 2009)」

(사)일본수도협회에서 2009년에 발간한 「수도시설 내진공법 지침·해설」은 수도시설 지진대책의 기본적인 사고방식, 내진설계의 기본방침과 설계 지진동, 내진성능의 조사 원칙, 내진계산법(매설관로, 입갱, 지하배수로, 공동구, 철드터널, 지장구조물, 지상수조, 수관교, 수로교, 수도시설에 있어서의 건축물 등), 내진공법·대책 및 구조세목(재료 및 형식별, 취수탑 포함), 내진진단·보강 및 사례(취수탑 포함), 수도시설의 지진피해 예등을 상세하게 기술하고 있다.

이중 ‘취수탑 관련 내진보강 사례’를 살펴보면 다음과 같다.

1) 내진보강의 개념

수도시설의 내진보강은 현상조사 및 내진진단 결과 등에 기초를 두어 실시되는 것이지만, 요구되는 내진성능으로는 구조적인 내력 뿐만 아니라 수밀성이나 수질의 안전성을 만족하는 것이 요구되어진다. 내진보강공사는 시설을 공용하면서 시공하는 경우가 많기 때문에 수처리나 배수량, 저수량, 압력손실, 수질에의 영향 등과 함께 백업기능의 확보에 대해서도 검토하고, 시설기능을 해치지 않는 것에 유의한다.

덧붙여 시설의 구조 혹은 기능상 충분한 보강을 할 수 없는 경우나 경제적인 공법을 선택할 수 없는 등 내진보강이 합리적이지 않는 경우에는 시설갱신 또는 수도시스템의 시점에서부터의 지진대책을 실시한다.

2) 내진보강의 유의점

- ① 복수의 내진보강방안을 검토해 최적의 보강대책을 선택
- ② 공법·재료선정에 있어서는 내진성능의 확인을 실시하는 것과 동시에 수질이나 환경에의 영향 등도 배려
- ③ 내진보강 후의 시설의 장기수명화나 유지관리를 배려
- ④ 역사적 구조물에 대해서는 그 문화적 가치를 보존·활용 배려
- ⑤ 수도시설의 내진보강에 관한 관련 법령·규정 등 준수

3) 내진보강의 사례

① 가마후사 취수탑(센다이시 수도국, 헤세이 18년 보강)

a. 개요

가마후사 댐(저수지) 내에 설치된 취수탑은 팔각기둥 모양의 다층 라멘 SRC조로, 기초를 포함한 총높이가 43.0m로 탑체 내부에는 원치에 의해 상·하로 움직이는 취수반 및 취수관이 있어, 임의의 수심에서 취수가 가능

또한, 댐 제체로 연결되는 연락교가 설치되어 있음

㉠ 취수탑

- 구조 : SRC조 다층 라멘 구조(지름 6.3m × 높이 29.0m)

- 기초 : 케이슨 기초(외경 12.0m × 높이 14.0m)

㉡ 연락교 : 단경간 강교(폭 2.4m × 경간장 31.8m)

b. 내진진단(헤세이 17년)

㉠ 기본방침

- 본 취수탑은 「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1997)」에 근거하며, 랭크 A시설로서 L2 내진성능 대조조사를 실시

- 8각 9층의 양-주구조물이므로, 입체 골조모델에 의한 비선형 동적해석(시각력 응답해석) 적용

㉡ 동적해석 조건

- 지반 중별 : 암반에 안착, I종 지반

- 입력 지진동 : 미야기현 앞바다 지진에서의 본 취수탑 위치까지의 지진동과의 접합성을 감안해 지침의 지진동 L2의 설계스펙트럼 하한값에 적합시킨 가속도 파형(도로교 시방서 표준파 T2-I-1)을 적용

- 해석방향 : 연락교가 취수탑의 수평방향 변위를 구속하기 때문에 취수탑 축방향에 대해 지진동을 작용시켜 해석
- 동수압 : 지진시에 있어서 호수의 역학적 작용은 무시 (동수압 미고려)

㉔ 동적해석 결과

- 지배적인 고유진동수는 휨 진동모드가 1.9Hz이고 비틀림 진동모드가 3.3Hz로 해석되었으며, 이는 취수탑에 대한 계측결과와 거의 일치하여 해석 모델의 타당성이 검증됨
- 최대 응답변위는 취수탑 최상부에서 발생하며, 그 값은 약 12cm이지만, 잔류변위는 거의 '0' 임

㉕ 대조조사 결과

- 취수탑 : 전단력은 OK, 휨모멘트는 4~5층 기둥에서 NG
- 연락교 : 낙교방지시스템의 설치 필요

c. 내진보강(해세이 16년~17년)

내진보강공사 수행시 댐의 제정 도로나 연락교가 폭 및 하중제한 때문에 사용이 곤란하며, 취수를 정지할 수 없으므로, 댐의 수위를 제한수위로 조정함 다음, 바지선에 의한 수상작업 및 잠수부에 의한 수중시공 실시

㉑ 취수탑

- 기둥부 휨 보강으로서, 강판 보강(강판두께 6mm) 실시
- 수중작업의 시공성을 감안해 서로 맞물려 합친 이음새 방식을 채택(강판보강 면적 $A=88m^2$)

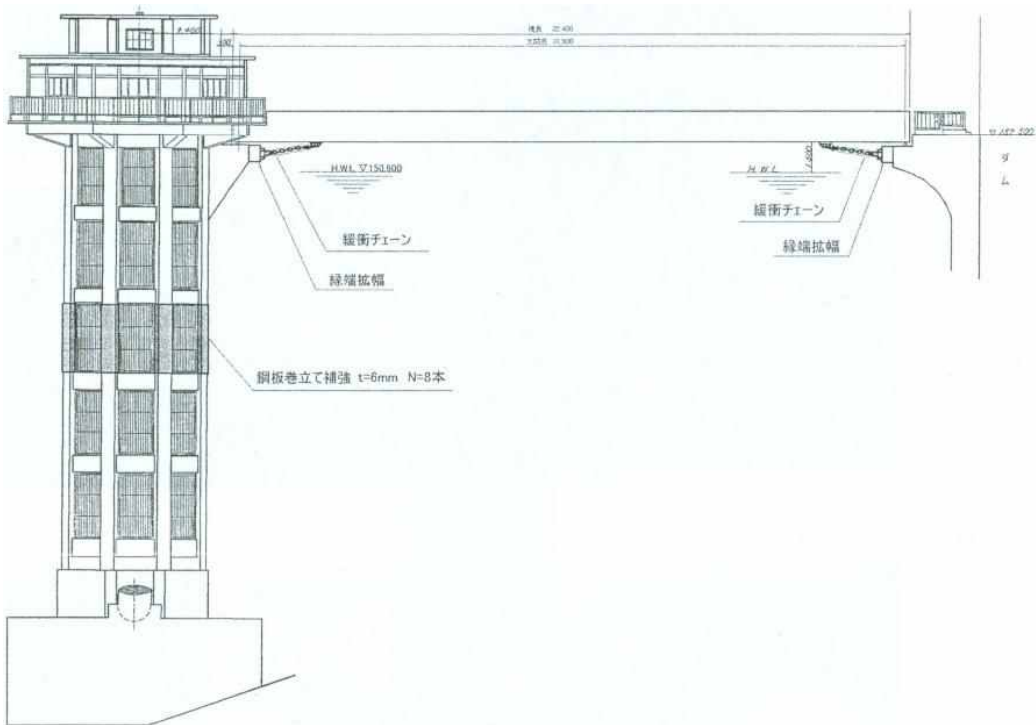
㉒ 연락교

「도로교 시방서·동해설 V. 내진설계편(일본도로협회, 1998)」에 근거해 받침지지길이 확보를 위한 확폭 및 낙교방지장치의 설치를 실시

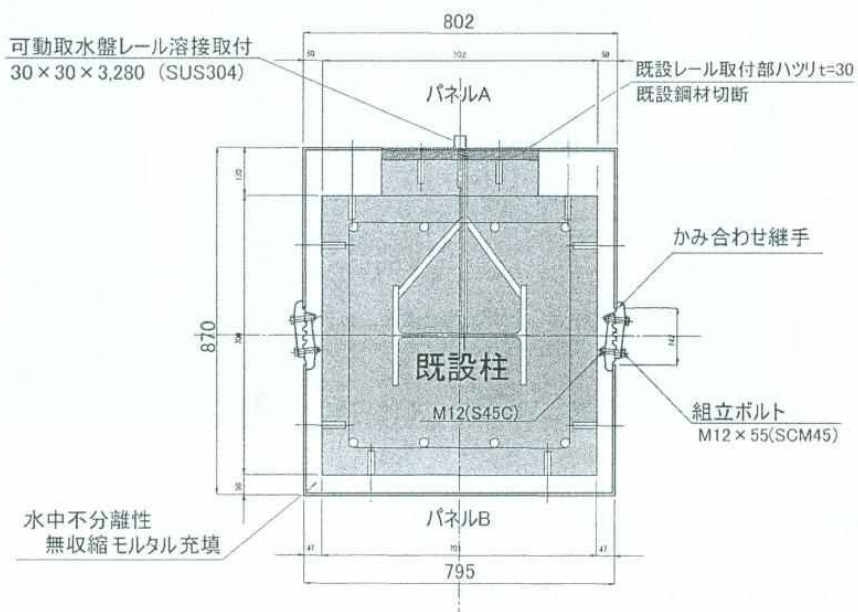
- 받침지지길이 확보를 위한 확폭 $N=2$ 개소
- 낙교방지장치 설치(완충체인) $N=4$ 개소

㉓ 개략 공사비 : 52,000천엔

d. 내진보강 개요도 및 공사 전경

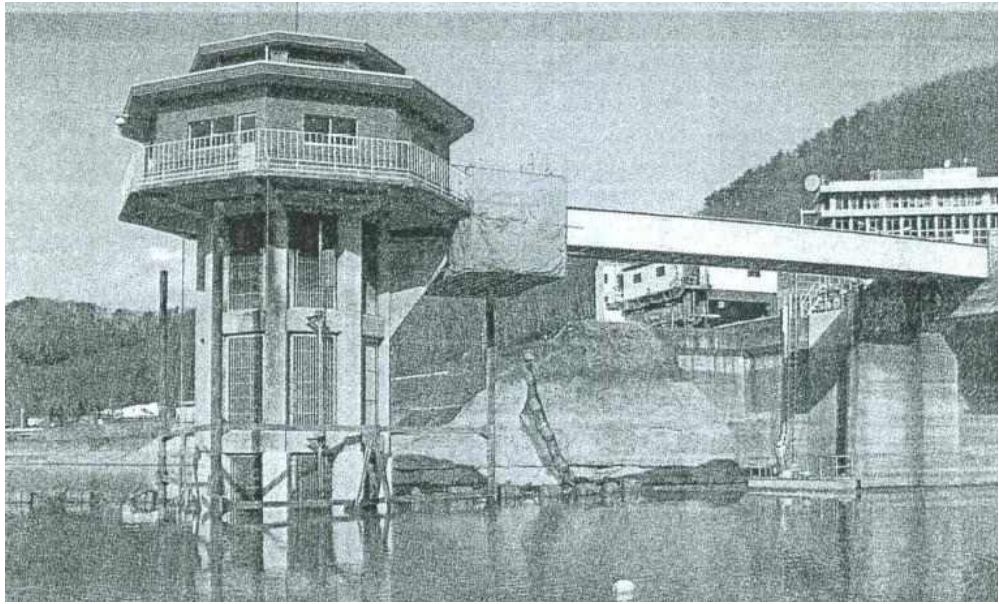


(a) 전체 개요도

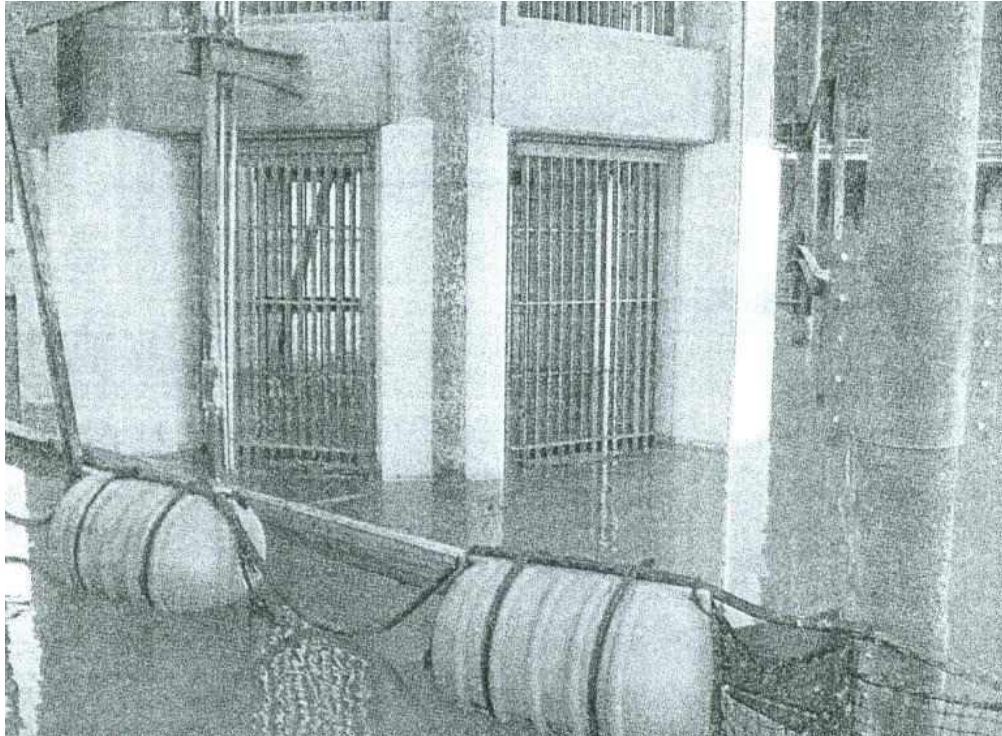


(b) 강판보강 개요도

<그림 5.2.3-1> 내진보강 개요도



(a) 내진보강 공사전경



(b) 강판보강 공사전경

<그림 5.2.3-2> 내진보강 시공전경

② 롯쿠 정수장 배수탑(오카자카시 수도국, 헤세이 14년 보강)

a. 개요

오카자카시 수도국의 롯쿠 정수장은 야하기강의 복류수를 수원으로 하는 배수능력 13,910m³/일로 쇼와 8년에 급수가 개시 롯쿠 정수장의 배수탑은 오카자카시 수도의 심볼로서 시민에게 사랑받으며 지금도 사용 중

- ㉠ 구조 : RC조
- ㉡ 높이 : 15.5m
- ㉢ 내경 : 12m
- ㉣ 수위 : 13.5m (HWL)

b. 내진진단(헤세이 8년, 재검토 : 헤세이 13년)

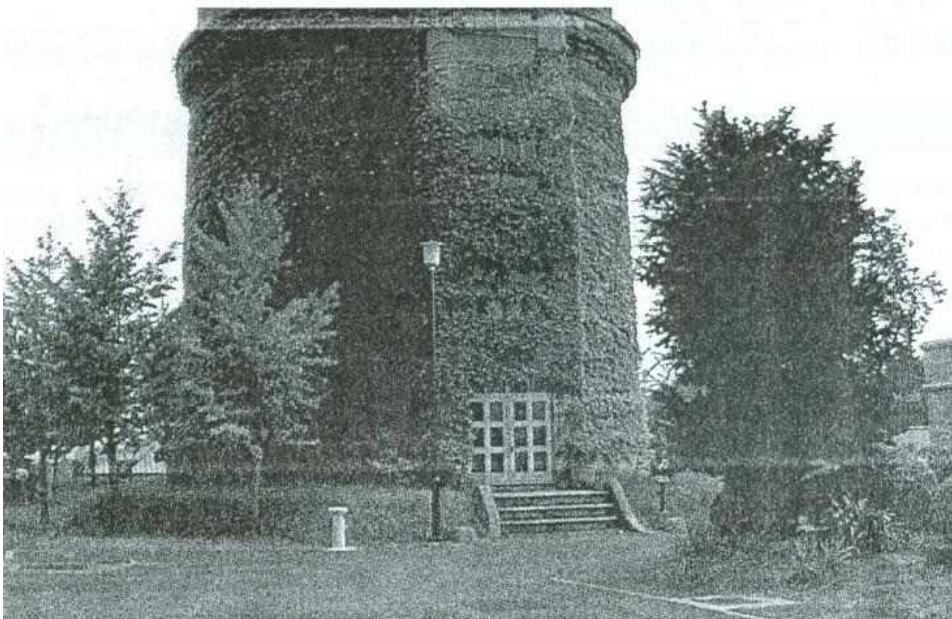
「수도시설 내진공법 지침·해설(일본수도협회, 1997)」을 참고하여 내진진단을 실시

오카자카시는 토카이 지진의 「지진 방재대책 강화지역」 지정

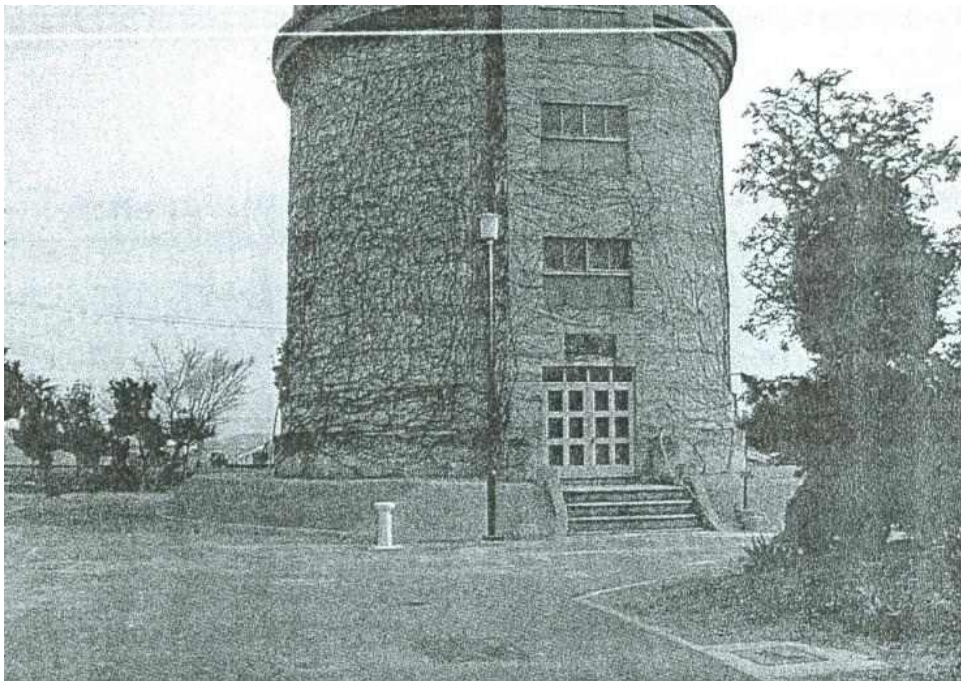
- ㉠ 중요도 : 랭크 A (기간시설이며, 대체시설이 없는 것)
- ㉡ 내진설계 수준 : L1(무피해), L2(붕괴방지, 기능유지)
- ㉢ 지반 분류 : II종 지반
- ㉣ 대조조사 결과
 - L1 (kh=0.2) 일 때 : 몸체 OK, 지반 OK
 - L2 (kh=0.4) 일 때 : 몸체 OK, 지반 NG(전도)
 - 기초·지반부 내진보강 필요

c. 내진보강(헤세이 14년)

- ㉠ 내진진단의 결과로부터 내진보강공사의 공법 비교·결정(공사기간, 공사비, 시공성 등 고려)
 - 루트파일 공법
 - 고내력 마이크로파일 공법 ← [채택]
- ㉡ 건설 당시 유입·유출 배관은 인감이음새로 되어 있었기 때문에 이음새 부분은 보강
- ㉢ 배수탑 주위의 담쟁이는 말라 죽지 않게 뿌리 요양 시공
- ㉣ 개략 공사비 : 49,000천엔



(a) 보강공사 전



(b) 보강공사 후

<그림 5.2.3-4> 내진보강 시공전경

③ 아야세가와 수관교(도쿄도 수도국, 헤세이 16년~17년 보강)

a. 개요

아야세가와 수관교는 약 56만명에게 송수하는 시카하마선 중에 아야세가의 상공을 횡단하고 있는 수관교

내진진단 결과, 액상화 대책, 상·하부의 내진성능에 문제가 있었기 때문에 내진보강을 실시

내진보강시 중요 노선인 시카하마선은 일시적인 단수도 불가능한 상황이기 때문에 가동하면서 보강을 실시하여야 함

- ㉠ 구경 : $\phi 2,200\text{mm}$
- ㉡ 연장 : $L=53.3\text{m}$
- ㉢ 형식 : PIPE BEAM

b. 내진진단(헤세이 12년)

기설 수관교는 쇼와 54년에 수도고속 6호선의 건설시 수도 고속도로공단에 의해 재가설 된 것이지만, 건설 당시의 계산서가 존재하지 않았기 때문에 복원설계를 실시해 내진진단을 실시

내진진단은 L2로 실시

- ㉠ 액상화 판정
 - 일부의 모래층에 대해 액상화 저항계수 FL값이 1.0 미만 이 되기 때문에 액상화 발생
- ㉡ 상부공
 - 받침·내력 및 허용변위 모두 부족
 - 링 서포트 : 허용값은 가지고 있지만, 낙교방지장치를 설치했을 때에 기둥부의 강도가 부족
 - 신축관 : 변위량 부족
- ㉢ 하부공
 - 교각 : (철근)인장응력이 허용값을 만족하지 못함
 - 말뚝기초 : 응력, 변위량이 허용값을 만족하지 못함
 - 푸팅 : (철근)인장응력이 허용값을 만족하지 못함

c. 내진보강(헤세이 16년~17년)

- ㉠ 상부공
 - 신축관 설치

- 낙교방지장치 설치(교축 및 교축직각방향)
- 단차방지구조 설치
- 링 서포트 설치

㉠ 하부공

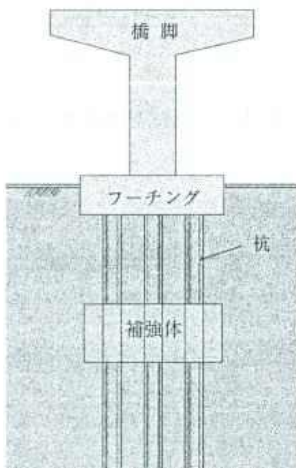
- 교각의 철근콘크리트에 의한 단면증설 보강
- 푸팅의 철근콘크리트에 의한 단면증설 보강

㉡ 액상화 대책 및 말뚝기초의 보강

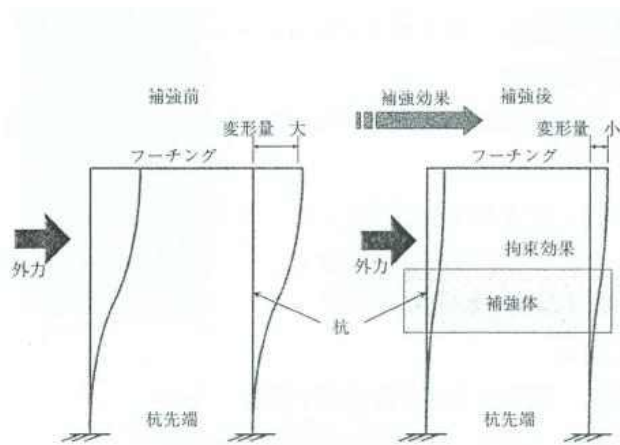
- CPR공법 및 말뚝 증가(4EA)에 의한 보강
액상화로 인한 말뚝의 응력부족을 CPR공법으로 보강
(일반 말뚝 보강시 수십개의 증설이 필요하나 CPR공법을
동시 적용하므로써 말뚝을 4개로 저감하여, 인접 구조
물에의 영향 및 점용상의 문제 해결)

※ CPR공법 : 말뚝의 수평응력에 대한 항두변위량을 저감
시키기 위해 말뚝의 중간부에 개량체를 마련해 말뚝과
개량체를 일체화하여 일종으로 2층의 라멘구조로 개량하
여 말뚝의 변위량을 저감시키는 방법

d. 내진보강 개요도 및 공사 전경

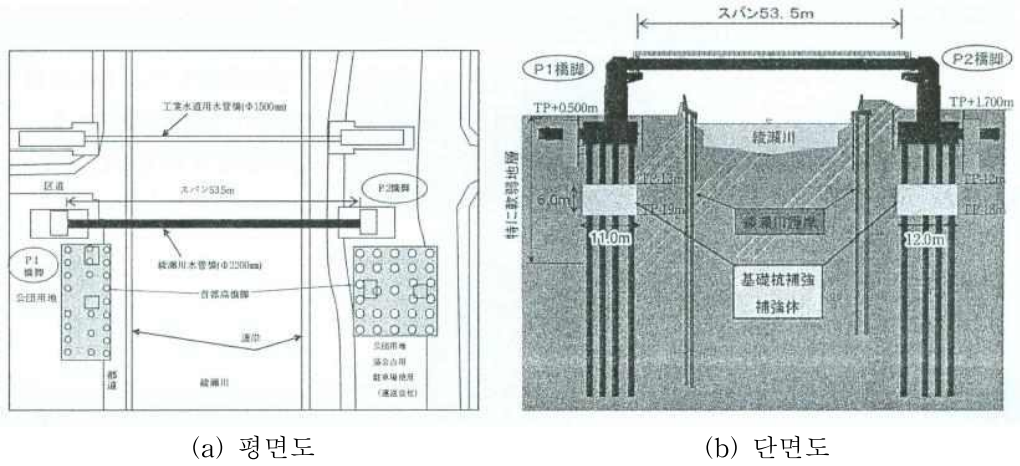


(a) 개요도

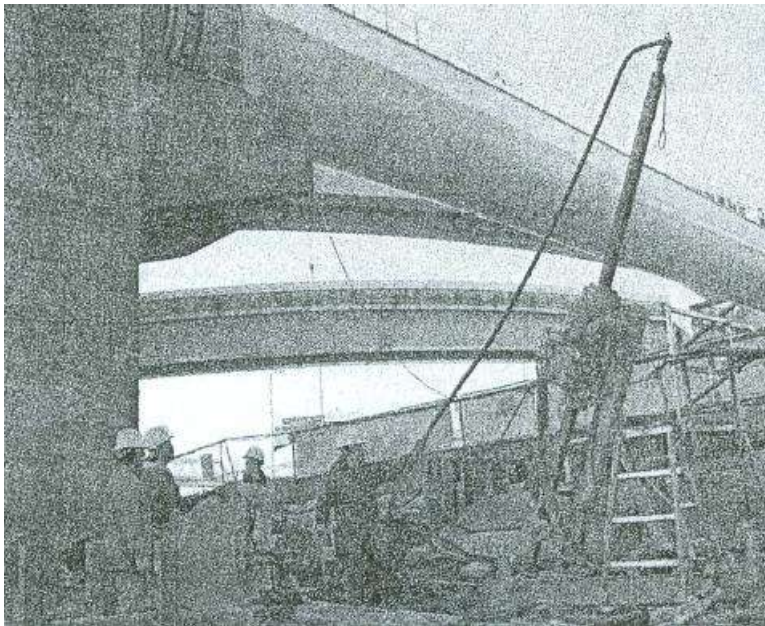


(b) 보강원리

<그림 5.2.3-5> CPR공법



(a) 평면도 (b) 단면도
 <그림 5.2.3-6> 내진보강 개요도



<그림 5.2.3-7> 내진보강 시공전경

④ 헤미 고구 배수지(요코스카시 상하수도국, 헤세이 19년 보강)

a. 개요

헤미 고구 배수지(HWL=105.0m)는 요코스카시 니시헤미초에 있는 프리스트레스트 콘크리트조(PC조)의 배수지로 요코스카시 중심부의 고대지구에 배수하고 있음

열화상황 조사에 의해 문제가 있었던 돔 부분 및 내외면 등의 열화부분의 개량과 내진진단에 의해 철근량이 부족하다고 판단한 저판의 보강공사를 실시

- ㉠ 준 공 : 쇼와 45년(1970년)
- ㉡ 구 조 : 지상식 PC조
- ㉢ 유효용량 : 5,000m²
- ㉣ 단면크기 : 유효수심 8.0m, 내경 28.5m
- ㉤ 기초형식 : 직접기초

b. 내진진단

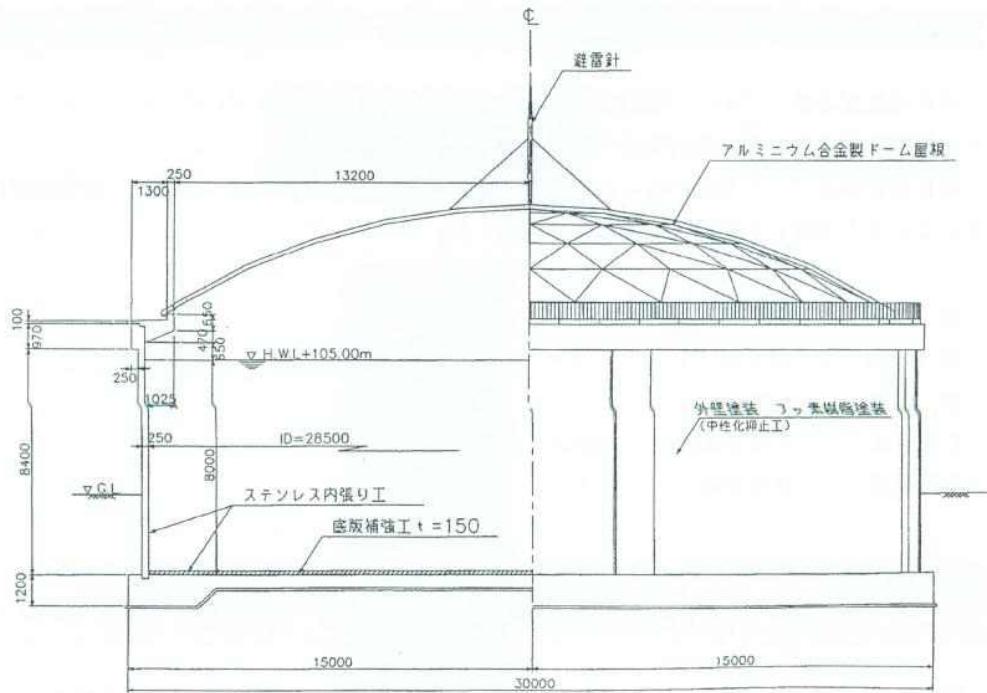
요코스카시는 과거 1923년의 관동대지진시 피해지역으로, 시 지역 내에 활성단층이 확인되어 「수도시설 내진공법 지침·해설(1997)」에 의해 지진동 레벨 2, 시설 중요도 A로 검토 실시 기존 시설의 내진성능 검토를 위해 진도법보다 설계 수평진도를 설정해 지진동 레벨 1은 허용응력도법으로 검토하고, 지진동 레벨 2는 한계상태설계법으로 내진안전성을 대조조사 실시

- ㉠ 헤세이 7년 : 열화상황 조사 실시
- ㉡ 헤세이 11년 : 내진진단 실시

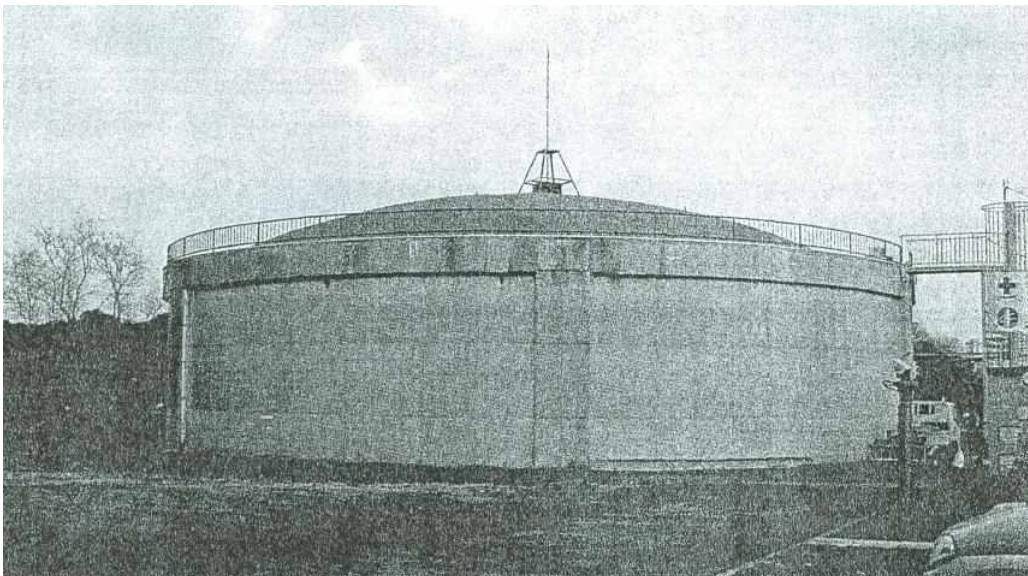
c. 내진보강

- ㉠ 저판 보강공사 (RC 단면보강)
 - 콘크리트 강도 24N/mm² 증가
 - 저판 두께 t=150mm로 다면확대
 - 보강철근 D13@150mm 배치
- ㉡ 돔 부분교체 공사 (RC에서 알루미늄 합금으로 교체)
 - 공법 : 알루미늄 합금제 지붕으로 교체공법
 - 알루미늄 합금 : 골조재 A6N01S-T6, 면재 A3004 t=1.5mm
- ㉢ 내외면 방수·방식 공사
 - 내면 스텐레스 내장 개량
 - 액상부 및 저판부 : SUS316 t=2.0mm
 - 기상부 : SUS329j4L t=2.0mm
 - 외면 뼈대처리 폴리머 시멘트 몰탈 (중성화 억제공)
 - 표면 : 불소수지 도장

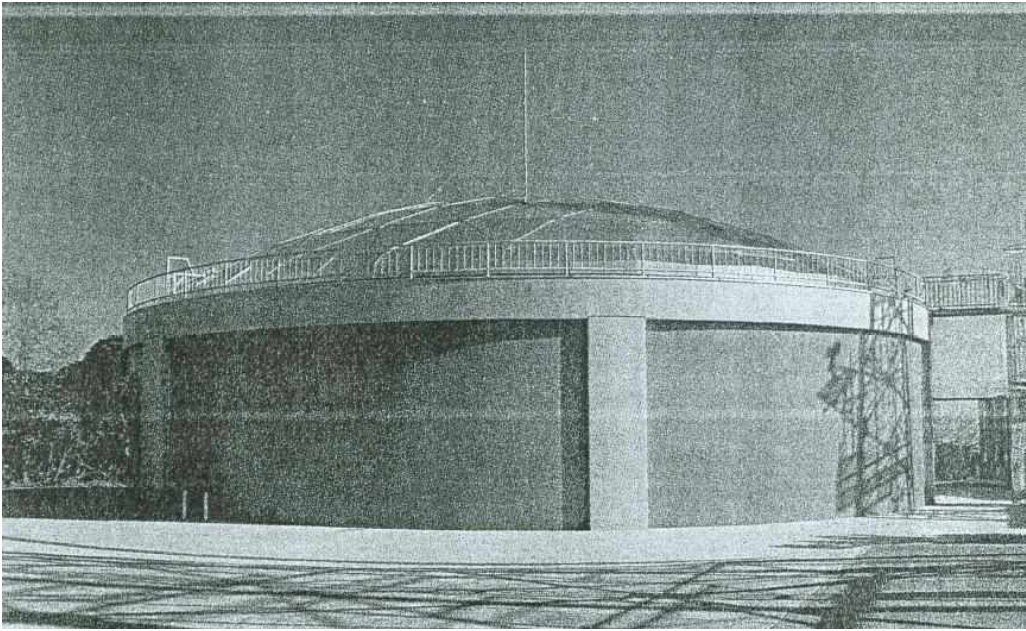
d. 내진보강 개요도 및 공사 전경



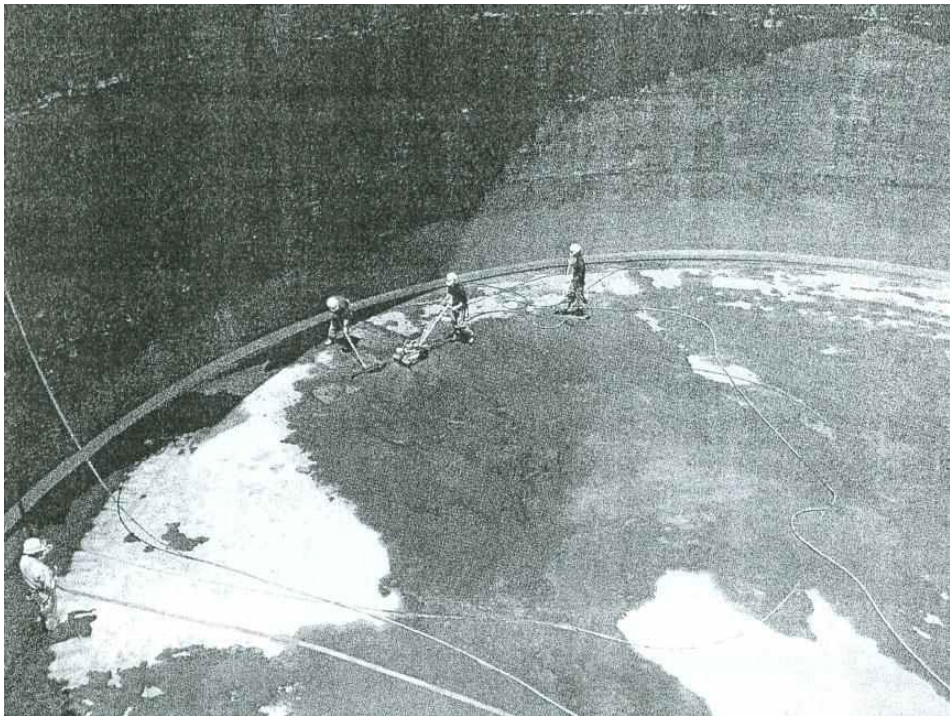
<그림 5.2.3-8> 내진보강 개요도



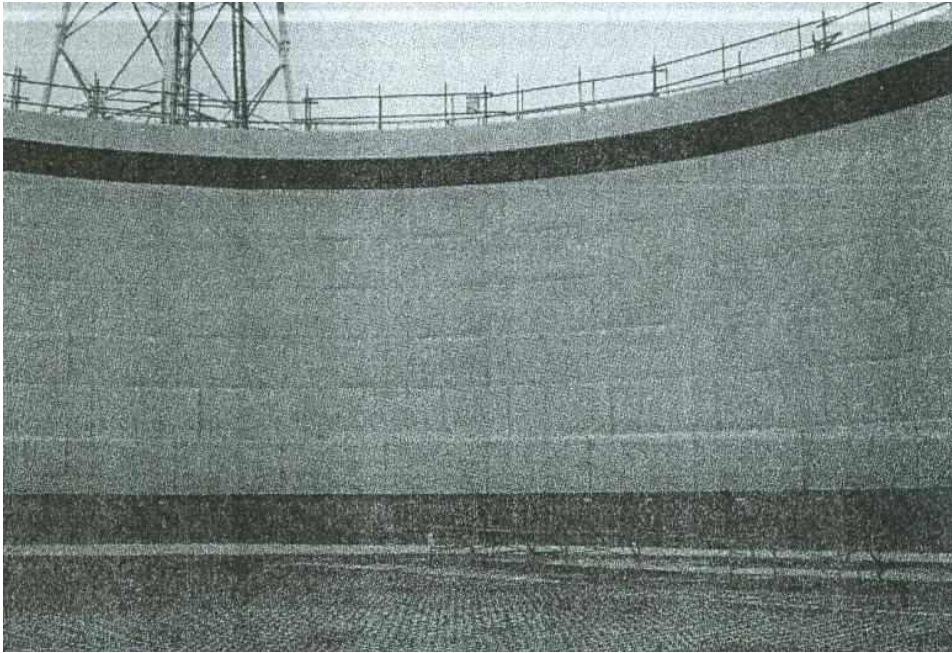
(a) 기존 돔(보강공사 전)



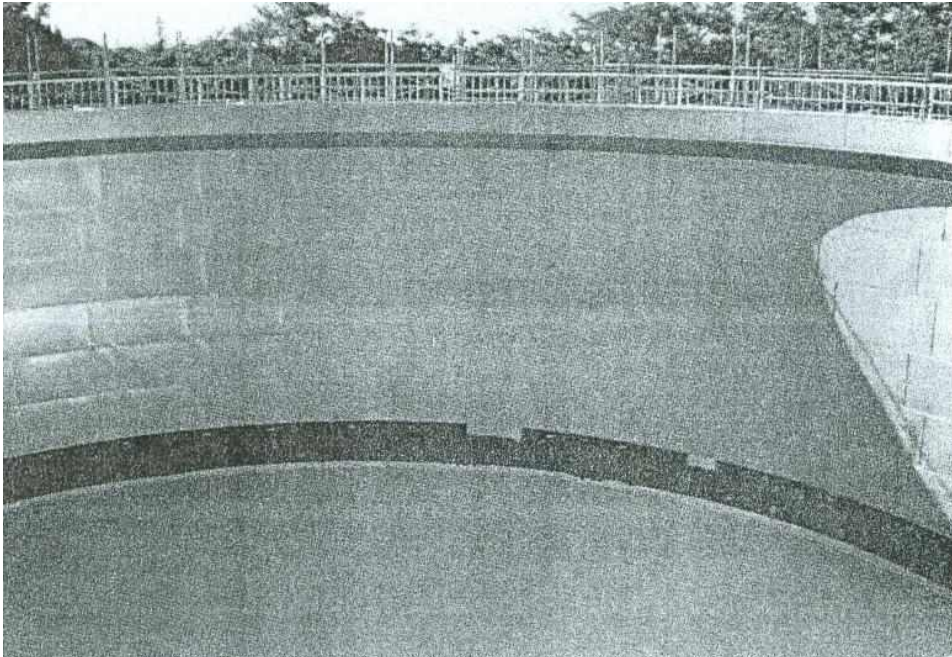
(b) 알루미늄 합금 돔(보강공사 완료 후)
<그림 5.2.3-9> 돔 부분교체 시공전경



(a) 보강 전



(b) 보강철근 배근 후



(c) 보강공사 완료 후

<그림 5.2.3-10> 저관 보강공사 시공전경

5.2.3.2 「곡면 FRP 부재를 이용한 취수탑 구조물 보강(박광필 등, 2012)」

FRP는 1980년대부터 건설분야의 보수·보강 시장을 중심으로 도입되기 시작하였으며, 최근에는 철근 및 긴장재의 대체 재료나 교량 바닥판과 같은 구조부재로 사용되는 등 신설 구조물에서의 활용도도 증가하고 있다.

그러나 다양한 형상의 구조부재 및 구조물 보수·보강에 활용을 위해서는 직선형 부재 뿐만 아니라 일정한 곡률반경을 갖는 곡면부재가 요구되거나 현재까지 FRP 곡면부재는 수작업(hand-lay-up) 또는 필라멘트 와인딩(filament winding) 작업에 의해서만 생산이 가능하였으며, 대량·연속생산에는 한계가 있을 뿐 아니라, 이러한 재래식 방식으로 생산된 곡면 FRP 부재는 직선형 부재 대비 물리적 특성도 낮은 것으로 알려져 있다.

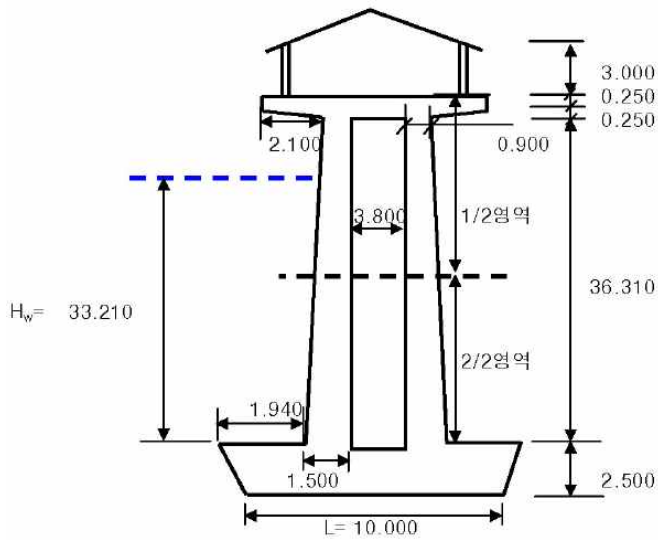
천마기술단과 한국건설기술연구원에서는 FRP 부재를 일정곡률을 유지하며 인발로 뽑아낼 수 있는 신개념의 곡면 FRP 부재 인발성형법을 제안하고, 성형장비를 개발, 곡면 FRP 제품을 생산하였으며, 노후된 원형단면의 취수탑 보수·보강 대책공법으로 설계 및 시공을 완료하였다.

곡면 FRP 부재를 이용한 취수탑 보수·보강은 “○○지구 농업용 저수지 둑 높이기 사업”의 일환으로 수행되었다. 현재 공용중인 취수탑 제원은 <그림 5.2.3-11>과 같으며, <그림 5.2.3-12>에서 보이는 바와 같이 장기간 공용에 따른 구조물 노화로 벽체 누수가 발생하는 등 이에 대한 보수·보강 대책이 요구되는 현장이다.

곡면 FRP 부재를 이용한 취수탑의 보수·보강 절차는 취수탑 내부에 원형으로 조립된 곡면 FRP 부재를 설치하고, 기존 구조물과 곡면 FRP 부재의 공극을 현장타설 콘크리트로 충전하는 순으로 진행된다.

곡면 FRP 부재의 제원은 곡면 FRP 부재 시공에 따른 취수탑 내경의 감소를 최소화하고, 시공성 및 구조역학적 특성 등을 고려하여 <그림 5.2.3-13>과 같이 결정하였다.

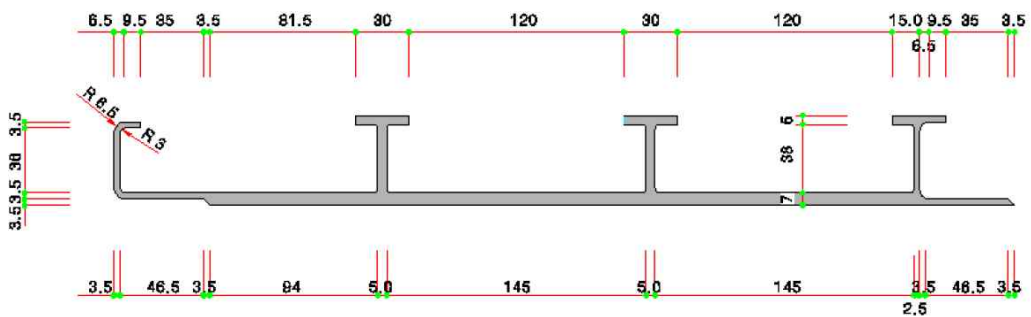
FRP 부재 생산시 표면에 박리재가 도포되며, 이러한 박리재의 영향으로 FRP 부재와 콘크리트가 일체화되지 않게 된다. 따라서 곡면 FRP 부재와 콘크리트의 일체화를 위하여 규사코핑을 수행하였으며, 곡면 FRP 부재를 이용한 취수탑의 보수·보강 공정은 <그림 5.2.3-14>와 같다.



<그림 5.2.3-11> 취수탑 제원



<그림 5.2.3-12> 취수탑 손상(누수)



<그림 5.2.3-13> 곡면 FRP 부재 제원(단위 : mm)(단위 : mm)



(a) 규사코팅



(b) 곡면 FRP 원형 조립



(c) FRP 부재 취수탑 내부 설치



(d) 콘크리트 충전 후 전경

<그림 5.2.3-14> 곡면 FRP 부재를 이용한 취수탑의 보수·보강 공정

5.2.3.3 「기존시설물 내진보강 기본계획(소방방재청, 2009)」

소방방재청에서 (주)삼안, (사)한국지진공학회 및 (주)동양구조안전기술에 의뢰하여 2009년에 작성된 「기존시설물 내진보강 기본계획 수립」 용역의 최종보고서에는 내진보강 기본계획의 목적, 지진재해대책법 대상시설물의 내진설계기준, 내진성능평가 및 보강 일반사항, 주요구조물별(건축물, 교량, 지중구조물, 댐, 상수도 및 매설관로, 기초 구조물, 항만시설, 액상화) 내진성능 평가요령 및 향상방법, 내진보강 중장기 계획 등을 다루고 있다.

이중 취수탑과 유사한 거동을 보일 것으로 판단되는 구조물은 교량의 교각부와 기초 및 지반부이며, 이에 대한 내진성능 향상방안(내진보강)은 다음과 같다.

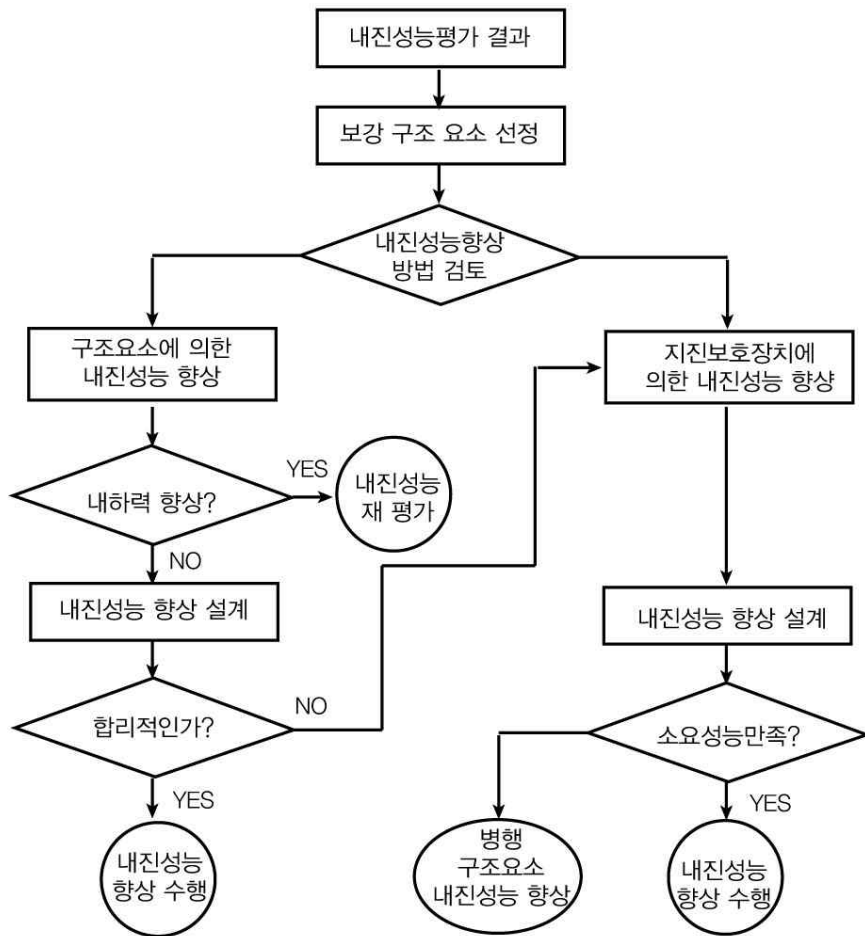
가. 교량의 내진성능 향상기법

교량의 내진성능 향상기법은 교량 구조요소의 개별적인 보강에 의한 내진성능 향상방법과 지진보호장치에 의한 교량시스템의 내진성능 향상방법으로 대별한다. 구조요소의 개별적인 보강은 교량을 구성하는 교각, 받침부, 교대, 기초 및 지반에 대하여 개별적인 내진성능 향상을 도모하며, 지진보호장치에 의한 내진성능 향상은 지진격리받침, 감쇠기와 같은 지진보호장치를 도입하여 교량시스템 전체의 내진성능향상을 도모한다. 기초 및 지반에 대한 내진성능 향상방법은 액상화를 포함한다.

교량의 내진성능 향상방법은 (표 5.2.3-1)과 같이 구성부재 종류에 따라 세부적으로 구분할 수 있으며, 향상 절차는 <그림 5.2.3-15>와 같다.

(표 5.2.3-1) 교량의 내진성능 향상방법

| 구분 | | 향상방법 | 적용공법 |
|---------------------|--------|----------------------|--|
| 구조요소 보강에 의한 내진성능 향상 | 교각 | 휨 연성성능 향상방법 | <ul style="list-style-type: none"> 강판 보강공법 FRP 보강공법 |
| | | 전단성능 향상방법 | <ul style="list-style-type: none"> 강판 보강공법 FRP 보강공법 |
| | | 주철근 겹침이음부의 내진성능 향상방법 | <ul style="list-style-type: none"> 강판 보강공법 FRP 보강공법 |
| | | 휨내하력 향상방법 | <ul style="list-style-type: none"> 강판 보강공법 콘크리트 피복공법 모르타르 부착공법 프리캐스트 패널 부착공법 등 |
| | 낙교방지장치 | 케이블 구속장치 | 상부구조의 과도한 수평변위 제한 |
| | | 이동제한장치(전단키) | 상부구조의 과도한 수평변위 제한 |
| | | 단면받침지지 길이 확대 | <ul style="list-style-type: none"> 하부구조 연단 콘크리트 추가타설 강재 브라켓 설치 |
| | 교대 | 낙교방지장치 | <ul style="list-style-type: none"> 케이블 구속장치 이동제한장치 단면받침지지 길이 확대 |
| | | 지반보강 | 액상화 보강공법 |
| | | 교대와 기초지반 일체화 | <ul style="list-style-type: none"> 슬래브 현장타설 말뚝 시공 천공피어 흙막이 앵커공법 |



<그림 5.2.3-15> 교량의 내진성능 향상 절차

1) 교각 보강에 의한 내진성능 향상방법

기존 교각의 내진성능 평가결과, 휨연성, 전단 및 휨강도 등 내진성능이 부족한 경우에는 해당 성능을 향상시켜야 하며, 해당성능의 향상방법은 다음과 같다.

① 휨 연성 성능 향상방법

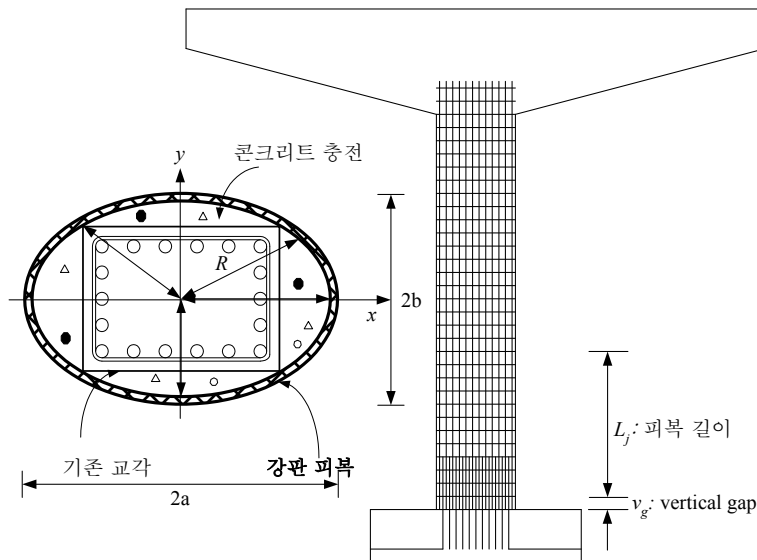
교각의 취성적 파괴모드인 전단파괴에 앞서 휨 연성 파괴가 발생하도록 유도하고 휨파괴시 충분한 연성을 확보하기 위하여 교각의 철근량 및 배근상태에 대한 규정을 둬으로써, 비교적 작은 저항 단면강도로 큰 지진하중에 견디도록 하는 것이다.

(표 5.2.3-2) 휨 연성 성능 향상방법의 종류

| 공법명 | 공법개요 |
|----------|---|
| 강판 보강공법 | 강판 보강공법은 RC교각에 채택되고 있는 보편적인 보강기법으로서 기존의 교각에 강판을 씌우고 강판과 교각 사이에 무수축 모르타르(shrinkage compensating mortar) 또는 에폭시(epoxy)를 충전하여 콘크리트에 구속효과를 증대시킴으로써 소요 변위연성도를 확보하는 공법이다. |
| FRP 보강공법 | 교각의 단면형상에 따라 보강효과가 다르게 나타나므로 단면형상 및 설계방법에 따라 휨연성 보강에 필요한 단면두께를 산출하여 보강하는 공법이다. |

㉠ 강판 보강공법

소요 휨 연성능력에 의하여 필요한 콘크리트의 최대 압축변형률이 결정되며 교각의 단면형상에 따라 보강 효과가 다르게 나타나므로 이들을 고려하여 소요 휨 연성을 충분히 확보하도록 보강 강판의 두께를 결정하여야 한다. 또한, 강판보강공법은 기존의 콘크리트부재와 강판사이의 일체성을 확보하는 것과 기설 강재에 손상을 입히지 않는 것이 매우 중요하다.



<그림 5.2.3-16> 휨에 대해 강판보강된 직사각형 단면 교각(강판 보강공법)

㉠ FRP 보강공법

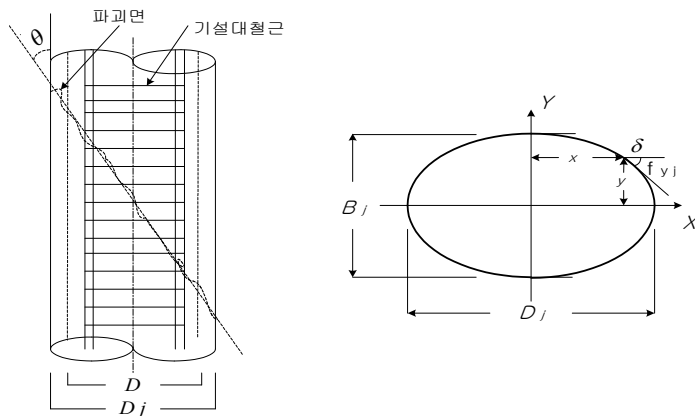
강판보강의 경우에는 보강강판이 항복하게 되면 하중이 제거되어도 강판에는 잔류변형이 남아 다음 재하 시의 구속효과는 감소하게 되고 반복 재하에 따른 띠철근의 변형률은 증가하게 된다. 그러나 유리섬유나 탄소섬유에서는 재료가 파단될 때까지 응력-변형률의 관계는 탄성이고 손상이 누적되지 않아 동일 변위진폭에 대한 재하에서도 횡철근의 변형은 증가하지 않고 일정하다.

㉡ 전단 성능 향상방법

덧씌우는 보강판의 두께가 다소 변화하여도 내진보강에 소요되는 비용은 큰 차이가 없으므로 전단보강 설계시에는 신규설계와 같은 여유를 확보하도록 하는 것이 좋다. 따라서 안전을 위하여 교각의 소성힌지부의 휨강도는 크게 평가하고 전단강도는 상당량 작게 평가하는 것이 일반적이다.

(표 5.2.3-3) 전단 성능 향상방법의 종류

| 공법명 | 공법개요 |
|----------|---|
| 강판 보강공법 | 직사각형단면 교각을 타원형으로 강판보강하는 경우는 휨연성 뿐만아니라 전단강도의 향상을 목적으로 하는 경우에도 자주 이용되고 있다. |
| FRP 보강공법 | 직사각형단면 교각의 강판 보강공법처럼 직사각형단면 교각의 FRP 보강공법에서도 직사각형단면을 타원형으로 단면형상을 변환시켜 보강하면 전단보강효과가 크다. |



<그림 5.2.3-17> 타원형 강판보강에 의한 전단강도의 증가

③ 주철근 겹침이음부의 내진성능 향상방법

할렬과파괴면에서의 콘크리트의 인장강도를 평가하면 겹침이음부의 파괴를 예측할 수 있으며, 소성힌지영역에서 주철근이 겹침이음된 교각은 겹침이음부의 파괴가 예측되는 경우 적당한 횡구속력을 가하여 겹침이음부를 보강하여야 한다.

(표 5.2.3-4) 주철근 겹침이음부의 내진성능 향상방법의 종류

| 공법명 | 공법개요 |
|----------|---|
| 강판 보강공법 | 휨 연성보강 및 전단 성능 향상방법과 마찬가지로 주철근 겹침이음부의 내진성능 향상방법에도 강판 보강공법이 유용하게 사용되고 있다. |
| FRP 보강공법 | 탄소섬유, 유리섬유, 아라미드섬유 등 복합재료를 이용하여 보강하는 경우는 강판 보강과 동일한 개념을 적용할 수 있다. 그러나 탄성계수가 작은 복합재료를 사용하는 경우 반경방향의 팽창 변형률을 0.0015 이하로 유지하기 위하여는 강판에 비하여 단위면적당의 구속력이 작아지기 때문에 상당량의 구속재가 필요하게 된다. 이를 보완하는 방법으로는 구속재에 프리스트레스를 도입하여 교각에 부착시키거나 또는 시공 후 구속재와 교각사이에 팽창성 그라우트를 주입하여 케미칼스트레스로 구속력을 주는 방법이 있다. |

④ 휨내하력 향상방법

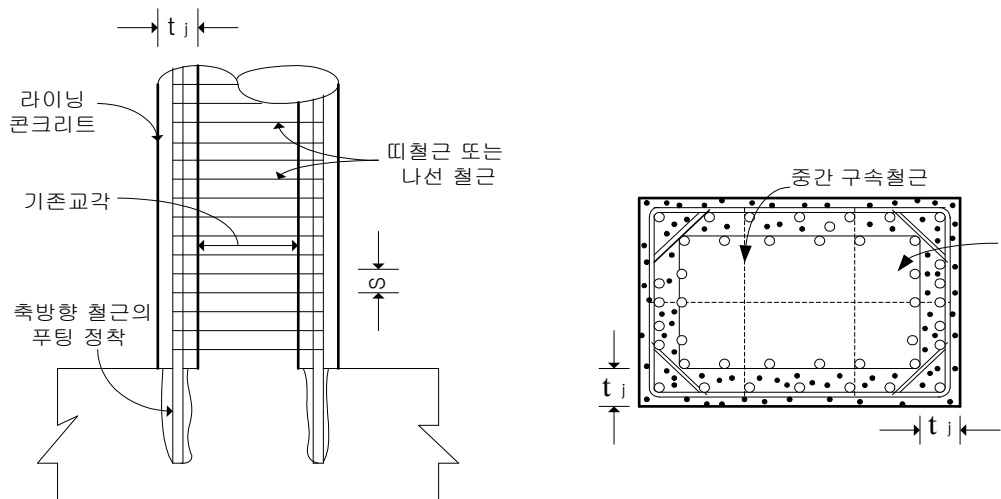
국내 기존 교각들은 단면의 저항강도는 비교적 크게 확보되어 있는 반면에 변형성능에 대한 고려가 전혀 이루어지지 않아서 지진과 같이 큰 에너지를 갖고 있는 하중에 대하여는 매우 취약하다고 할 수 있다. 따라서 기존 교각의 내진보강방안으로 단면의 강도를 보강하기보다는 변형성능을 확보하기 위한 보강방안을 채택하는 것이 효과적이다.

(표 5.2.3-5) 휨내하력 향상방법의 종류

| 공법명 | 공법개요 |
|---------|---|
| 강판 보강공법 | 휨에 대한 위험단면은 일반적으로 교각과 기초의 경계부인데 휨강도를 향상시키 위해서는 교각과 기초의 경계부에서 피복강판과 기존 콘크리트면이 밀착이 되어 미끄럼이 발생하지 않아야 한다. 다음 그림과 같이 교각하단부를 보강하는 경우에는 피복강판에 수직방향의 앵커를 기초에 매입하면 기초에 매입된 앵커의 면적을 주철근으로 하여 휨강도를 제어하는 것이 가능하다. |

(표 5.2.3-5) 휨내하력 향상방법의 종류(계속)

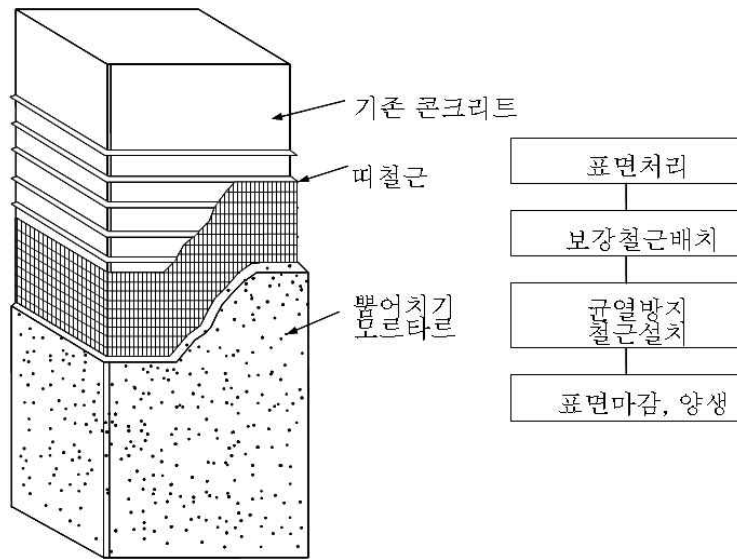
| 공법명 | 공법개요 |
|---------------|---|
| 콘크리트 피복공법 | 휨 강도, 휨변형능력 및 전단강도를 보강하기 위하여 교각의 주위에 띠철근을 배근하고 콘크리트를 덧씌우는 공법이다. |
| 모르타르 부착공법 | 기존 교각에 띠철근이나 나선철근을 배근하고 모르타르를 뿜어 붙여 일체화하는 공법이다. |
| 프리캐스트 패널 부착공법 | 내부에 띠철근을 배근한 프리캐스트 패널을 기둥 주위에 배치시켜 접합기로 폐합한다. 기둥과 패널의 공극에 그라우트를 주입하여 일체화시키는 공법이다. |
| 철근 삽입 공법 | 기존 교각에 천공한다. 철근을 삽입하고 모르타르 등을 충전하여 구체 단면 내에 소요철근량을 증가시켜 전단강도 및 연성도를 보강한다. |
| PS 강봉 삽입 공법 | 철근 대신에 PS강봉을 삽입한다. 필요에 따라 프리스트레스를 도입한다. |
| 벽 증설공법 | 라멘교 등의 교각 사이에 벽을 증설하여 휨 및 전단강도를 대폭적으로 증가시키는 공법이다. |
| 브레이스 증설공법 | 라멘교 등의 교각 사이에 브레이스를 증설하여 기존 교각에 작용하는 대지진시의 수평력을 줄이는 공법이다. |



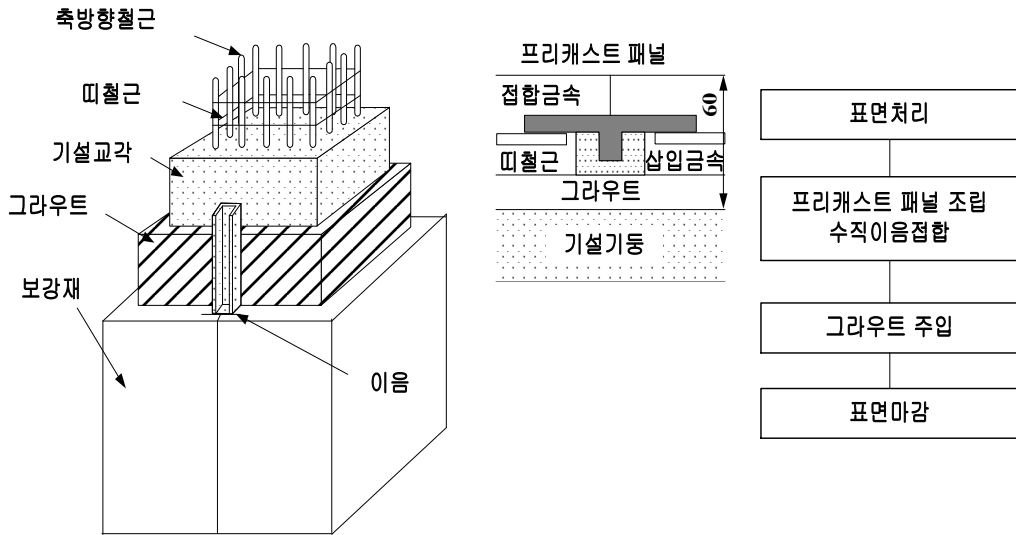
(a)원형 단면의 경우(정면도)

(b)직사각형 단면의 경우(단면도)

<그림 5.2.3-18> 콘크리트 증설 보강공법에 의한 교각 구속



<그림 5.2.3-19> 모르타르 부착공법

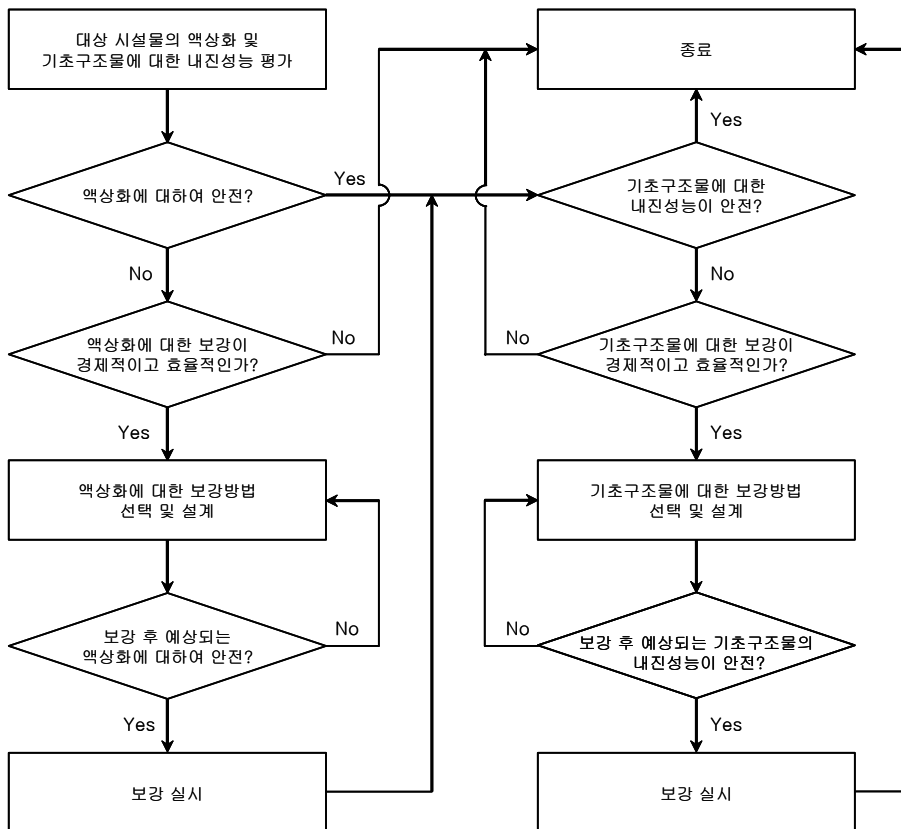


<그림 5.2.3-20> 프리캐스트 패널 부착공법

나. 기초 및 지반의 내진성능 향상기법

기초 및 지반의 내진성능 향상은 먼저 액상화에 대해 안정성 검토를 실시한다. 안정성 검토 방법은 “기존 시설물(기초 및 지반) 내진성능평가요령(안)”을 참조한다. 액상화에 대해 안정성에 문제가 있는 경우 이에 대하여 보강을 실시하고 기초의 안정성을 평가한다. 액상화에 대하여 지반 보강을 실시할 경우 기초의 내진성능도 증진될 수 있으므로 액상화 보강 후의 예상되는 지반 물성을 바탕으로 기초의 내진성능을 검토한다. 이때 안정조건을 만족시키지 못하면 각 세부 기초구조물에 대하여 알맞은 보강방법을 결정하고 보강 후 예상되는 안정성을 재검토한다.

기초 및 지반의 내진성능 향상절차는 <그림 5.2.3-21>와 같으며, 교량 기초 및 지반의 내진성능 향상방법은 (표 5.2.3-6)과 같다.

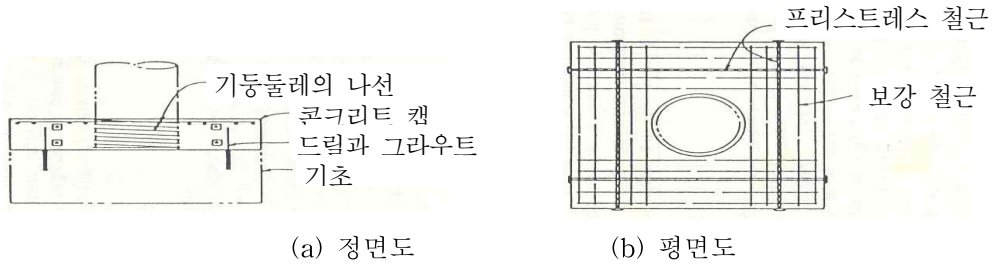


<그림 5.2.3-21> 기초 및 지반의 내진성능 향상절차

(표 5.2.3-6) 기초 구조물 종류별 세부 보강공법

| 구분 | 향상방법 | 적용 공법 |
|--------|-------------|--|
| 직접 기초 | 지반개량공법 | <ul style="list-style-type: none"> · 압축주입공법 · 침투주입공법 · 차출주입공법 |
| | 기초단면 확대공법 | · 확대기초의 크기를 증가시키는 방법 |
| | 콘크리트 캡 설치공법 | · 일정 두께를 갖는 콘크리트 캡(cap)을 설치 방법 |
| | 언더피닝공법 | · 기존의 독립 또는 확대기초 아래 및 주변에 일정 깊이(지지력이 양호한 부분, 암반)까지 마이크로파일을 설치 |
| | 앵커 정착공법 | · 앵커에 의한 정착으로 동하중에 대한 안정성 증대 |
| | 기초형식 변경 | · 기초 또는 기초형식의 전면 교체 |
| 케이슨 기초 | 지반개량 공법 | · 직접기초의 지반개량공법과 동일한 방법 |
| | 락앵커 정착공법 | · 케이슨기초를 락앵커로 정착함 |
| | 기초방호공 설치공법 | · 세굴에 의한 지지력 부족시 적용 |
| 교대 기초 | 배면토압 감소공법 | · 뒷채움 상부지반을 경량의 지반재료(슬래그, 기포혼합처리토 등)로 치환하거나, 뒷채움 |
| | 침하 슬래브 설치공법 | · 침하 슬래브(settlement slab)를 적용 |
| | 앵커 설치공법 | · 소일앵커(soil anchor) 설치 |
| | 토사교반공법 | · 그라우팅 또는 토사교반공법 |
| | 교대의 중량화 공법 | · 교대 자체의 중량을 증가 |
| | 기초특성에 따른 보강 | · 교대기초 특성에 따라 해당하는 보강방법 |
| 말뚝 기초 | 지반개량 공법 | · 직접기초의 지반개량공법과 동일한 방법 |
| | 말뚝캡 보강공법 | · 말뚝캡의 강성을 증가 |
| | 말뚝추가 공법 | · 새로운 말뚝을 추가로 설치하여 보강 |
| | 앵커 정착 공법 | · 기초지반에 이르는 앵커를 정착 |
| | 언더피닝 공법 | · 마이크로파일을 이용한 언더피닝공법 |

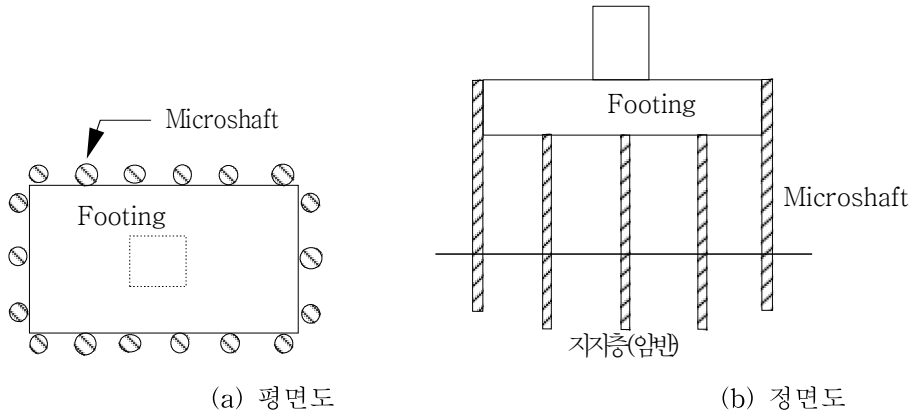
㉔ 콘크리트 캡 설치공법



<그림 5.2.3-24> 콘크리트 캡 추가 설치에 의한 직접기초의 보강

㉕ 언더피닝 공법

기존의 독립 또는 확대기초 아래에 언더피닝 공법을 통하여 지지력을 증대시킬 수 있다.



<그림 5.2.3-25> 언더피닝에 의한 직접기초의 보강

㉖ 기초형식 변경

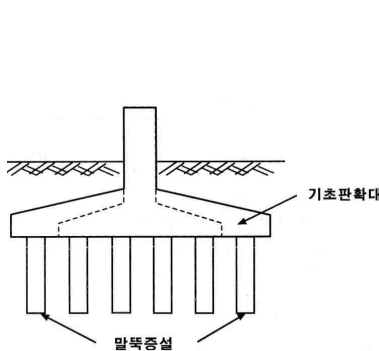
대형구조물이 아닌 경우, 즉 일반 저층 주택과 같은 경우에는 기초의 손상이 심하거나 기술적인 이유로 보수·보강이 어려울 경우에 유압잭으로 상부구조물을 들어올린 상태에서 기존의 기초를 일부분 제거하고 새로운 기초로 대체할 수 있다. 또한, 직접기초로써 지지력 확보가 어려운 경우에 말뚝기초로 기초형식 자체를 변경하여 지지력을 확보할 수 있다.

② 말뚝기초

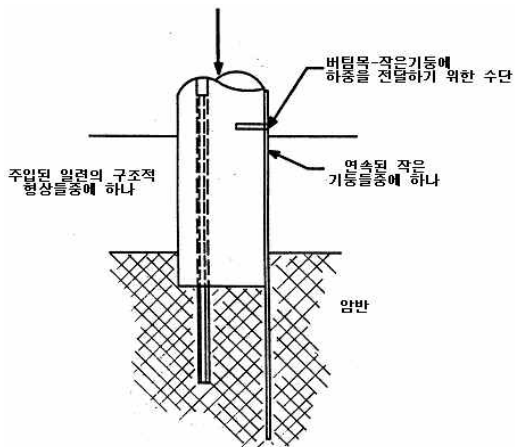
말뚝기초의 보강공법에는 (표 5.2.3-7)과 같은 공법이 있으며, 시공현장에 따라 적절한 보수보강 방법을 채택하여 적용한다.

(표 5.2.3-7) 말뚝기초 보강공법

| 공법명 | 공법개요 |
|----------|---|
| 지반개량공법 | 그라우팅 또는 다짐말뚝과 같은 방법으로 기초에 인접한 지반의 강성을 증가시킴으로써 말뚝기초-지반 시스템의 내진성능을 향상시킬 수 있다. |
| 말뚝캡 보강공법 | 말뚝캡의 강성을 증가시킴으로써 내진성능을 향상시킬 수 있다. 보강방법은 직접기초에 대한 보강방법에서 콘크리트 캡 설치공법과 언더피닝 공법을 참조한다. |
| 말뚝추가공법 | 기존의 말뚝기초가 설계지진에 대하여 지지력 및 수평변위 등이 내진성에 만족스럽지 못할 경우, 새로운 말뚝을 추가로 설치하여 보강할 수 있다. |
| 앵커정착공법 | 말뚝캡으로부터 기초지반에 이르는 앵커를 정착하면 앵커의 인발저항에 의하여 기초의 횡방향 저항력이 증가한다. |
| 언더피닝공법 | 기존의 말뚝의 직경이 큰 경우에는 마이크로파일을 이용한 언더피닝공법으로 말뚝의 지지력 및 수평저항력을 증가시킬 수 있다. |



<그림 5.2.3-26> 말뚝의 추가 및 말뚝캡의 확대

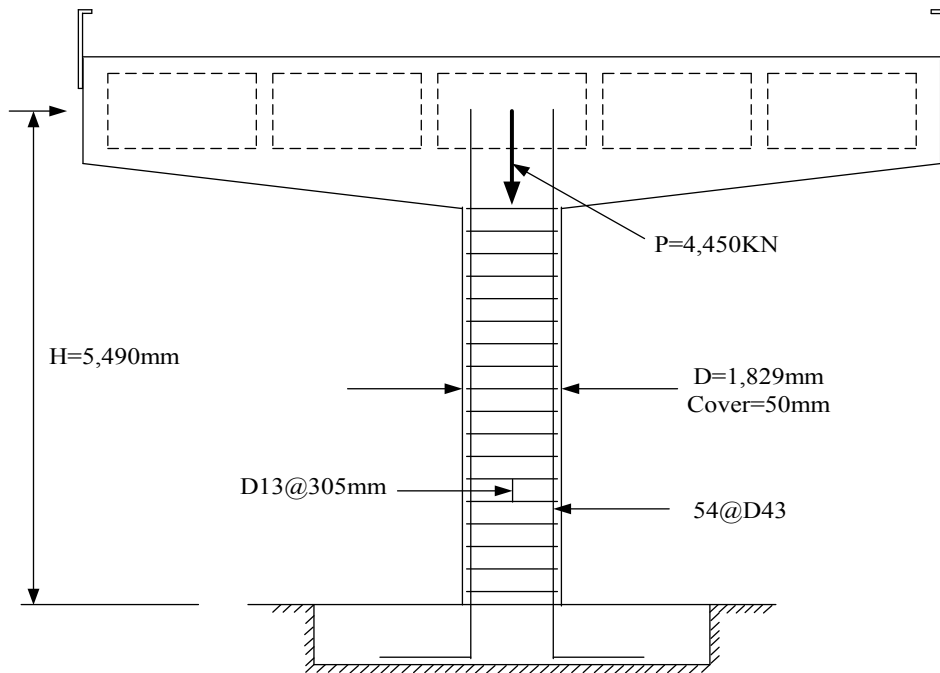


<그림 5.2.3-27> 언더피닝공법

5.2.3.4 「기존 시설물(교량) 내진성능 향상요령(한국시설안전공단, 2011)」

국토교통부와 한국시설안전공단에서 발간·개정한 「기존 시설물(교량) 내진성능 향상요령(2011)」의 교각부 내진성능 향상방안(내진보강)을 살펴보면 소방방재청의 「기존시설물 내진보강 기본계획(2009)」와 유사한 내진성능 향상방안을 제시하고 있으며, 각각의 향상방안에 대한 보강절차 및 방법을 보다 자세히 기술하고 있다.

또한, 부록에 구성요소보강 및 지진보호장치에 의한 내진성능 향상예제를 다수 수록하고 있다. 이중 취수탑에 적용가능한 교각부 향상방안 중 강판 및 FRP(탄소섬유) 보강예제를 살펴보았다.



<그림 5.2.3-28> 내진보강향상 예제교각의 제원

가. 강판 보강공법 설계

<그림 5.2.3-28>의 교각은 원형단면을 갖으며, 직경 $D = 1,829\text{mm}$, 유효높이 $H_e = 5,490\text{mm}$, 축방향력 $P = 41.4\text{MN}$, 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 41.4\text{MPa}$, 축방향철근(D43-54EA)의 강도 $f_{yl} = 345\text{MPa}$ 이고, 횡방향철근(D13, CTC 305 mm) 강도 $f_{yh} = 303\text{MPa}$ 이다.

해당 교각을 강도 $f_{yj} = 275 \text{ MPa}$ 이고 최대 변형률 $\epsilon_{sm} = 0.15$ 인 강관으로 보강하여 소성변형 $\Delta_p = 190.5 \text{ mm}$ 에서도 견딜 수 있도록 설계하여라.

① 휨 연성 성능 향상 설계

㉠ 소성힌지 길이(강관과 기초의 간격 $v_g = 50 \text{ mm}$ 로 가정)

$$\begin{aligned} L_p &= 0.044f_y \times d_b + v_g \\ &= 0.044 \times 345 \times 43 + 50 \\ &= 703 \text{ mm} \end{aligned}$$

㉡ 소성회전각

설계소성변위가 190.5 mm 이므로

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{\left(L - \frac{L_p}{2}\right)} = \frac{190.5}{\left(5,490 - \frac{703}{2}\right)} = 0.0371$$

㉢ 소성곡률

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.0371}{703} \times 1000 = 0.0528 / \text{m}$$

㉣ 항복시 곡률

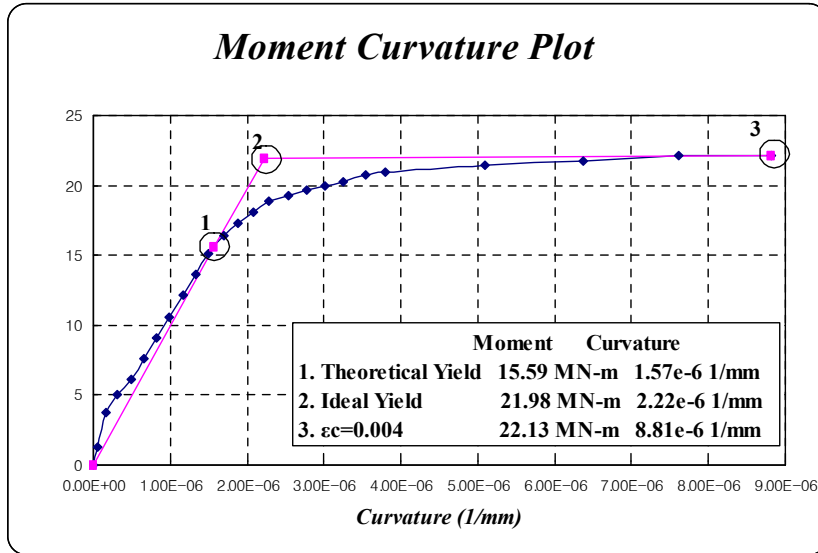
<그림 5.2.3-29>의 모멘트-곡률 해석결과로부터 $\epsilon_{cu} = 0.004$ 에서 공칭강도는 $22.13 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 이고, 1번째 항복점에서의 모멘트와 곡률은 각각 $M_{yi} = 15.59 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 및 $\phi_{yi} = 0.00157 / \text{m}$ 이고, 항복점에서의 모멘트와 곡률은 각각 $M_y = 21.98 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 및 $\phi_y = 0.00222 / \text{m}$ 이다.

㉤ 필요한 곡률의 최대치

$$\begin{aligned} \phi_m &= \phi_y + \phi_p \\ &= 0.00222 + 0.0528 = 0.055 / \text{m} \end{aligned}$$

㉥ 중립축 깊이(모멘트-곡률 해석의 최대응답시 중립축 깊이)

$$c = 454 \text{ mm}$$



<그림 5.2.3-29> 모멘트-곡률 해석결과

㉠ 필요한 압축변형률의 최대값

$$\begin{aligned} \epsilon_{cm} &= \phi_m c \\ &= 0.055 \times 454 / 1,000 = 0.025 \end{aligned}$$

㉡ 필요한 보강재의 두께

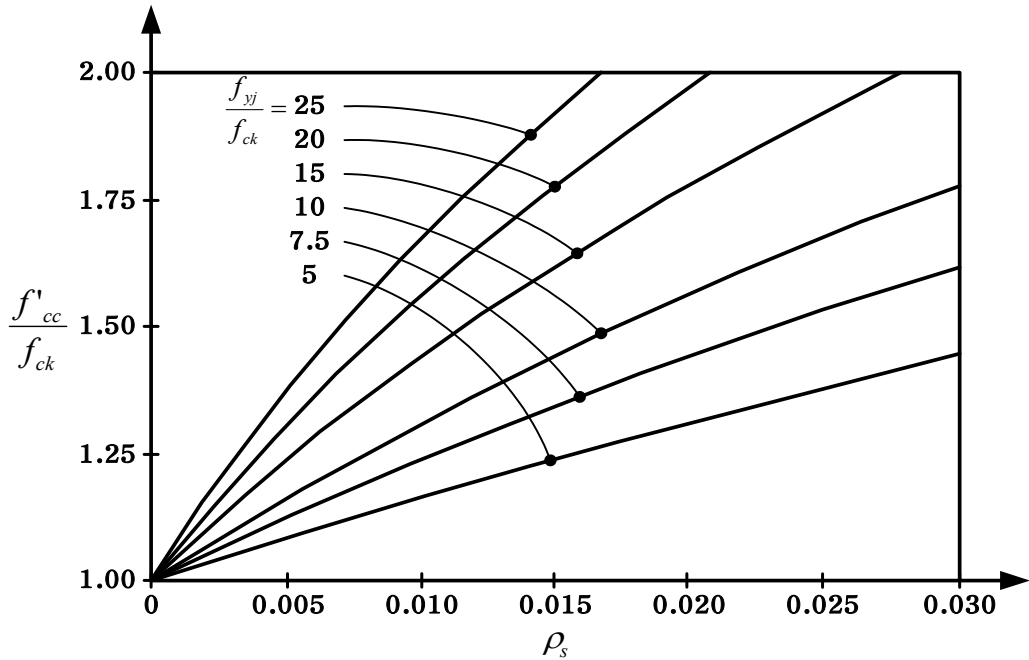
구속콘크리트의 압축강도 추정(<그림 5.2.3-30> 이용)

$$\frac{f_{yj}}{f_{ck}} = \frac{275}{41.4} = 6.64 \quad \text{이고} \quad \rho_s = 0.0212 \text{로 가정하면,}$$

$$f'_{cc} = 1.401 f_{ck} = 1.401 \times 41.4 = 58.0 \text{ MPa}$$

따라서 강판 두께 t_j 를 계산하면

$$\begin{aligned} t_j &= \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{sm}} \\ &= \frac{0.18 \times (0.025 - 0.004) \times 1,829 \times 58.0}{275 \times 0.15} \\ &= 9.7 \text{ mm} \end{aligned}$$



<그림 5.2.3-30> 구속효과에 의한 콘크리트의 압축강도 증가

⊗ 구속강판의 체적비

$$\begin{aligned} \rho_s &= \frac{4t_j}{D} \\ &= \frac{4 \times 9.7}{1,829} = 0.0212 \end{aligned}$$

이 값은 앞에서 가정한 구속강판의 체적비 0.0212와 같으므로 반복계산을 수행할 필요가 없음

(만약 가정한 값과 계산값이 다른 경우에는 반복계산 수행)

⊗ 좌굴검토

$D/L = 5,490/1,829 = 3 < 4$ 이므로, 주철근의 좌굴방지를 위한 최소 체적비 검토는 불필요하나, $\rho_s = 0.0002 \times 54 = 0.0108 < 0.0212$

따라서 휨 연성 성능 향상을 위하여 필요한 강판의 두께는 $t_j = 9.7 \text{ mm}$ 이다.

㉠ 보강범위

$$\text{full jacket : } 0.5D \leq l_j \leq 0.125L$$

$$0.5 \times 1,829 \text{ mm} \leq l_j \leq 0.125 \times 5,490 \text{ mm}$$

$$915 \text{ mm} \leq l_j \leq 686 \text{ mm}$$

$$\therefore l_j \geq 915 \text{ mm}$$

$$0.5t_j : D \leq l_j \leq 0.25L$$

$$1,829 \text{ mm} \leq l_j \leq 0.25 \times 5,490 \text{ mm} = 1,373 \text{ mm}$$

$$\therefore l_j \geq 1,829 \text{ mm}$$

② 전단에 대한 내진성능 향상 설계

㉠ 최소소성현지력

<그림 5.2.3-29>의 모멘트-곡률 해석결과로부터 최대설계곡률

$$\phi_m = 0.055/m \text{ 에서 최대 가능 모멘트는 } M_n = 22.13 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{휨 초과강도 } M = 1.5M_n = 1.5 \times 22.13 = 33.2 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{최소소성현지력 } V^0 = \frac{33.2 \times 1,000}{5.49} = 6,048 \text{ kN}$$

㉡ 콘크리트에 의한 전단강도(V_c)

$$\text{항복변위 } \Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} = \frac{0.00222 \times 5.49^2 \times 1,000}{3} = 22.3 \text{ mm}$$

$$\text{소성변위 } \Delta_p = 190.5 \text{ mm}$$

$$\text{변위연성도 } \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = \frac{22.3 + 190.5}{22.3} = 9.5$$

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e = 0 \times \sqrt{41.4} \times \left(0.8 \times \frac{\pi \times 1,829^2}{4} \right) = 0 \text{ kN}$$

$$(k = 0.3 - 0.1(\mu_\Delta - 2) = 0 \text{ , 단, } 0 < k \leq 0.3 \text{)}$$

㉢ 횡방향 철근에 의한 전단강도

$$D' = 1,829 - 2 \times 50 + 12.7 = 1,742 \text{ mm}$$

$$V_{sh} = \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D'}{s} = \frac{\pi}{2} \times \frac{126.7 \times 303 \times 1,742}{305} = 344 kN$$

㉞ 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L} = 0.15 \times \frac{4,450 \times 1,829}{5,490} = 222 kN$$

㉟ 전단에 대한 자켓의 요구강도

$$V_{sj} = \frac{V^0}{\phi} - (V_c + V_{sh} + V_p) = \frac{6,048}{1.0} - (0 + 344 + 222) = 5,482 kN$$

㊱ 소성힌지영역 내의 강판보강재 두께

$$t_j > \frac{V_{sj}}{\frac{\pi}{2} f_{yj} D} = \frac{5,482,000}{\frac{\pi}{2} \times 275 \times 1,829} = 6.9 mm$$

㊲ 보강범위

콘크리트의 전단강도가 떨어지는 소성영역의 범위는 교각의 바닥에서 대략 $1.5D$ 의 범위이므로 $1.5D = 1.5 \times 1,829 = 2,744 mm$ 까지 전단보강이 필요하다.

③ 설계요약

전단 성능 향상을 위한 강판의 필요 두께(6.9mm)가 휨 연성 성능 향상을 위한 강판의 필요 두께의 full jacket(9.7mm)보다는 작고 $0.5t_j$ (4.9mm)보다는 크다. 따라서 보강범위는 교각의 바닥으로부터 915mm까지는 9.7mm, 915mm ~ 2,744mm는 6.9mm로 보강한다.

나. FRP(탄소섬유) 보강공법 설계

<그림 5.2.3-28>의 교각에 $E_j = 82.8 GPa$, $f_{uj} = 1,034 MPa$, $\varepsilon_{uj} = 0.0125$ 인 탄소섬유/에폭시 합성 자켓으로 보강하여 소성변형 $\Delta_p = 190.5 mm$ 에서도 견딜 수 있도록 설계하여야.

① 휨 연성 성능 향상 설계

㉠ 필요한 보강재의 두께

$$f'_{cc} = 1.5f'_c = 1.5 \times 41.4 = 62.1 \text{ MPa}$$

따라서 보강재 두께 t_j 를 계산하면

$$\begin{aligned} t_j &= \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj}\epsilon_{uj}} \\ &= \frac{0.1 \times (0.0234 - 0.004) \times 1,829 \times 62.1}{1,034 \times 0.0125} = 17.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

㉡ 보강범위

$$\text{full jacket} : 0.5D \leq l_j \leq 0.125L$$

$$0.5 \times 1,829 \text{ mm} \leq l_j \leq 0.125 \times 5,490 \text{ mm}$$

$$915 \text{ mm} \leq l_j \leq 686 \text{ mm}$$

$$\therefore l_j \geq 915 \text{ mm}$$

$$0.5t_j : D \leq l_j \leq 0.25L$$

$$1,829 \text{ mm} \leq l_j \leq 0.25 \times 5,490 \text{ mm} = 1,373 \text{ mm}$$

$$\therefore l_j \geq 1,829 \text{ mm}$$

② 전단에 대한 내진성능 향상 설계

㉠ 소성힌지영역 내의 보강재 두께

구속콘크리트의 압축강도 추정(<그림 5.2.3-30> 이용)

탄소섬유는 확실한 재료의 항복이 없으므로

$$f_{yj} = 0.004E_j = 0.004 \times 82,800 = 331 \text{ MPa} \text{로 간주}$$

$$t_j > \frac{V_{sj}}{\frac{\pi}{2}f_{yj}D} = \frac{5,482,000}{\frac{\pi}{2} \times 331 \times 1,829} = 5.8 \text{ mm}$$

이 값은 콘크리트의 구속을 위한 피복 두께의 full jacket (17.1mm) 및 $0.5t_j$ (8.6mm)보다도 작다.

㉠ 보강범위

콘크리트의 전단강도가 떨어지는 소성영역의 범위는 교각의 바닥에서 대략 $1.5D$ 의 범위이므로 $1.5D = 1.5 \times 1,829 = 2,744mm$ 까지 전단보강 한다.

③ 설계요약

- ㉠ 교각 단부 ~ 914.5mm : 18.2mm 보강 (FRP두께 1.3mm, 14겹)
- ㉡ 914.5mm ~ 1,829mm : 9.1mm 보강 (FRP두께 1.3mm, 7겹)
- ㉢ 1,829mm ~ 2,744mm : 6.5mm 보강 (FRP두께 1.3mm, 5겹)

제 6 장

결론 및 고찰

제6장 결론 및 고찰

본 과업에서는 ‘농업생산기반시설’에 포함된 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 및 보강에 필요한 가이드라인(기준 및 지침)의 부재로 인한 애로사항을 해결하기 위하여 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 및 향상기법을 정립하였다.

저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법을 정립하기 위해서 국내·외 내진설계, 내진성능평가 및 내진보강과 관련된 문헌조사를 수행하고, 부대시설물(취수터널(복통), 여수토·방수로)의 내진설계 사례를 검토하여 합리적인 내진성능 평가기법을 정립하였다. 그리고 정립된 평가기법을 바탕으로 내진성능 평가예제를 작성하여 실무에 쉽게 적용할 수 있도록 하였다.

또한, ‘농업생산기반시설’에 포함된 저수지(댐) 부대시설물 중 내진에 가장 취약한 취수탑의 내진성능 향상기법을 정립하기 위하여 국내·외 취수탑의 내진보강 사례를 조사(국내 사례는 전무, 일본의 수도시설 중 강관에 의한 내진보강 사례 존재)하고, 취수탑의 거동특성과 유사한 시설물의 내진보강방안을 검토하여 취수탑의 내진보강에 적용 가능한 공법들을 선별하여 내진성능 향상기법을 정립하였다. 이때, 일반적인 보강공법이나 내진보강효과를 기대할 수 있는 방안에 대해서도 포함하였다.

‘농업생산기반시설’에 포함된 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 및 향상기법의 정립 및 평가예제 작성과 관련된 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

가. 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능평가 및 보강자료 조사

1) 국외 동향

저수지(댐) 부대시설물과 관련된 국외 내진설계, 내진성능평가 및 보강공사 가이드라인(기준 및 지침 포함)을 조사·검토하였다. 검토결과, 일본을 제외한 대부분은 부대시설물에 대한 상세한 규정을 제시하고 있지 않았으나, 일본의 「수도시설 내진공법 지침·해설(2009)」은 수도시설의 내진설계 기본방침에서부터 내진성능의 조사 원칙, 내진계산법, 내진공법·대책 및 구조세목, 내진진단·보강방법 및 사례 등을 상세하게 기술하고 있어 본 과업과 관련된 ‘내진공법·대책 및 구조세목’의 일부 내용을 요약·정리하여 소개하였다.

또한, 저수지(댐) 부대시설물과 관련된 최신 연구동향을 조사한 결과, 취수탑과 관련된 연구만이 소수 이루어진 것으로 확인되었다. 미공병단(2004)에서는 SSI 효과 및 다지지점 지진입력을 고려한 취수탑의 내진해석을, Bosler와 Lopez(2006)는 ANCOLD에서 취수탑의 응답스펙트럼 해석 결과를 토대로 회전안전성에 대한 평가를 제안하였다.

2) 국내 동향

우리나라의 저수지(댐) 부대시설물과 관련된 내진설계기준, 내진성능평가 및 보강공사 가이드라인을 조사·검토하였다. 관련 내진설계기준에서는 부대시설물도 내진성능을 확보하도록 선언적인 규정만을 제시하고 상세 규정은 제시되어 있지 않은 상태이며, 내진성능평가 및 보강공사 지침의 대부분도 부대시설물에 대한 사항은 별도로 제시하고 있지 않다. 다만, 한국시설안전공단에서 관리하는 「기존 시설물(댐) 내진성능 평가요령(안)」에서는 여수로에 대한 내진성능평가 규정이 제시되어 있으나 대규모 댐의 여수로에 해당되는 사항으로 ‘농업생산기반시설’에 포함된 저수지(댐) 부대시설물의 소규모 여수로에 적용하기에는 부적절한 것으로 판단되었다.

또한, 취수탑의 내진성능평가를 수행한 사례를 조사하여 검토한 결과, 모두 지진에 대해 안전한 것으로 평가되어 별도의 내진보강은 필요하지 않은 것으로 나타나, 우리나라의 저수지(댐) 부대시설물에 대해서는 내진보강이 이루어진 사례가 없는 것으로 조사되었다. 이에 일반적인 보강공법 중 내진보강효과를 기대할 수 있을 것으로 판단되는 ‘곡면 FRP 보강공법’ 등을 조사하였다.

나. 저수지(댐) 부대시설물의 내진설계 사례 검토

‘농업생산기반시설’에 포함된 저수지(댐) 부대시설물 중 취수터널(복통)과 소규모 여수로·방수로(U형 수로암거)에 대한 설계 사례를 확인하여 내진설계의 절차 및 방법을 토대로 기존 시설물의 특성을 고려한 내진성능평가기법의 적용성에 대해 검토하였다.

검토사항은 다음과 같다.

- ① 내진성능목표 및 수준 : 설계와 같이 제체와 동일한 수준 유지
- ② 내진해석방법 : 취수터널은 응답변위법, 여수로·방수로는 연직방향 지반반력계수를 적용(수평은 무한)한 등가정적해석법 적용
- ③ 하중계수 및 하중조합 : 최신의 「콘크리트구조기준」에 제시된

하중조합 중 지진하중이 포함된 모든 조합 고려

④ 검토사항 : 단면검토, 기초지지력 검토

⑤ 강도감소계수 ϕ : 설계와 동일한 값을 사용하여도 무방하나, 「콘크리트구조기준」의 '20.3.4 평가를 위한 강도감소계수'에 제시된 강도감소계수 ϕ 적용 가능

다. 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가기법 정립/예제작성

저수지(댐) 부대시설물 중 취수터널(복통)과 소규모 여수토·방수로를 대상으로 관련 문헌조사, 최신 연구동향 분석결과, 내진설계 사례 검토결과 등을 종합하여 내진성능평가의 기본방향과 내진성능 평가기법을 정립하고, 이에 따른 내진성능 평가예제를 작성하였다. 취수터널(복통)의 평가예제는 마제형 수로암거(2R=2.5m)에 대해 작성하였으며, 소규모 여수토·방수로는 U형 수로암거와 L형 옹벽에 대해 작성하였다.

라. 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 향상기법 정립

1) 취수터널 및 여수로의 내진성능 향상기법

저수지(댐) 부대시설물 중 취수터널(복통)과 소규모 여수토·방수로와 관련된 내진보강 사례 및 내진성능향상 연구결과 등을 조사하였으나 우리나라 뿐만 아니라 해외에서도 전무한 실정이었다. 이에 유사한 시공 및 거동특성을 갖는 '개착식 터널'의 내진보강공법 중 취수터널(복통) 및 소규모 여수토·방수로에 적용가능한 방법을 검토하여 내진성능 향상기법을 정립하였다. 이때, 개착식 터널의 내진보강공법은 「기존 시설물(터널) 내진성능 향상요령(한국시설안전공단, 2011)」과 「기존구조물 내진보강 기본계획 수립(소방방재청, 2009)」에 제시된 방법을 참조하였다.

취수터널(복통)과 소규모 여수토·방수로의 내진성능 향상기법은 다음과 같이 3가지 보강공법이 있다.

- ① 슬래브 두께 증가 보강공법
- ② 강판접착공법(주입법)
- ③ 벽체 두께 증가 보강공법

2) 취수탑의 내진성능 향상기법

저수지(댐) 부대시설물 중 취수탑의 내진성능 향상기법을 정립하기 위

해 취수탑의 내진성능평가 및 보강 사례 등 관련 국내·외 동향을 조사·분석하고, 취수탑의 내진성능 평가기법에 대한 검토를 통해 최종적으로 취수탑의 내진성능 향상기법을 정립하였다.

취수탑의 내진성능 향상기법은 일본수도협회에서 발간한 「수도시설 내진공법 지침·해설(2009)」에 제시된 취수탑 관련 내진보강 사례에 적용된 보강공법과 취수탑의 일반보강에 사용된 공법 중 내진보강효과를 기대할수 있는 보강공법, 취수탑과 유사한 거동을 보일 것으로 판단되는 ‘교량의 교각부와 기초 및 지반부’에 적용되는 내진성능 향상방안으로 구성하여 정립하였다.

취수탑의 내진성능 향상기법은 다음과 같이 3가지 보강공법이 있다.

- ① 벽체의 휨 연성성능 향상기법 : 강판·FRP 보강공법
- ② 벽체의 전단성능 향상기법 : 강판·FRP 보강공법
- ③ 벽체의 휨 내하력 향상기법 : 강판 보강공법, 콘크리트 피복공법, 모르타르 부착공법, 프리캐스트 패널 부착공법 등
- ④ 직접기초 보강공법 : 지반개량공법, 기초단면 확대공법 등
- ⑤ 말뚝기초 보강공법 : 지반개량공법, 말뚝추가공법 등

또한, 기둥의 휨 연성성능 및 전단성능 등의 내진성능 향상기법으로 많이 사용되는 강판 및 FRP 보강공법에 대한 이해를 돕고자 「기존 시설물(교량) 내진성능 향상요령(2011)」에 제시된 예제를 수록하였다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부, “내진설계기준 연구 (Ⅱ)”, 1997.
2. 건설교통부, “터널 설계기준”, 2007.
3. 건설교통부, “콘크리트구조설계기준”, 2007.
4. 국토해양부, “구조물 기초설계기준·해설”, 한국지반공학회, 2009.
5. 국토해양부, “댐설계기준”, 2011.
6. 국토해양부, “도로교 설계기준”, 한국도로교통협회, 2010.
7. 국토해양부, “도시철도내진설계기준”, 2009.
8. 농림부, “농업생산기반정비사업계획설계기준(필댐편)”, 2002.
9. 농림수산식품부, “농업생산기반정비사업계획설계기준(관수로편)”, 2009.
10. 박광필, 이규필, 김동규, 김승한, “곡면 FRP 부재를 이용한 취수탑 구조물 보강”, 한국구조물진단유지관리공학회, 학술발표회, 2012, pp.300-303.
11. 배정주, 안승수, 심윤태, 황정태, “원통형 단면을 갖는 수중 취수탑의 안정성 평가를 위한 동수압 및 부가질량 산정방법”, 한국지진공학회, 학술발표회, 2011, pp.83-92.
12. 소방방재청, “국가내진성능 목표설정 연구개발”, 서울대학교 산학협력단, 2009.
13. 소방방재청, “기존구조물 내진보강 기본계획 수립”, 삼안, 한국지진공학회, 동양구조안전기술, 2009.
14. 소방방재청, “지진재해대책법”, 2009.
15. 정우성, 김완영, 하익수, 임정열, “수도시설물의 취수탑 내진해석”, 대한토목학회, 정기학술대회, 구조공학, 2006, pp.1817-1820.
16. 최병습, 박천세, 이경환, 김윤정, 권용길, “용수댐 취수탑의 내진해석”, 대한토목학회, 정기학술대회, 구조공학, 2013, pp.1150-1151.
17. 최병한, 김관호, 정민철, “댐·저수지 구조물의 내진성능 평가기법 적용에 관한 연구”, 한국구조물진단유지관리공학회, 학술발표회, 2013, pp.953-956.
18. 한국수자원공사, “상수도시설 내진 설계기준”, 2000.
19. 한국수자원공사, “수도시설물 내진성능 평가절차 요령”, 2008.
20. 한국시설안전기술공단, “기존 댐의 내진성능 평가 및 향상요령”, 2004.
21. 한국시설안전기술공단, “기존 상수도의 내진성능 평가 및 향상요령”,

- 2004.
22. 한국시설안전기술공단, “도암댐 제2차 정밀안전진단 보고서”, 한국수력원자력(주), 2007.
 23. 한국시설안전기술공단, “안동다목적댐 제2차 정밀안전진단 보고서”, 한국수자원공사, 2006.
 24. 한국시설안전기술공단, “전남 나주댐 정밀안전진단 보고서”, 한국농촌공사, 2006.
 25. 한국시설안전기술공단, “전북 경천저수지 정밀안전진단 보고서”, 한국농촌공사, 2004.
 26. 한국시설안전기술공단, “전북 대아저수지 정밀안전진단 보고서”, 한국농촌공사, 2006.
 27. 한국시설안전기술공단, “충남 탐정저수지 정밀안전진단 보고서”, 한국농촌공사, 2003.
 28. 한국시설안전기술공단, “충남 청천저수지 정밀안전진단 보고서”, 한국농촌공사, 2006.
 29. 한국시설안전기술공단, “충북 백곡저수지 정밀안전진단 보고서”, 한국농촌공사, 2007.
 30. 한국시설안전공단, “기존 시설물(교량) 내진성능 평가 및 향상요령”, 2011.
 31. 한국시설안전공단, “기존 시설물(터널) 내진성능 평가 및 향상요령”, 2011.
 32. 한국시설안전공단, “농업기반시설 정밀안전진단 보고서(경천저수지)”, 한국농어촌공사, 2009.
 33. 한국시설안전공단, “농업기반시설 정밀안전진단 보고서(하동저수지)”, 한국농어촌공사, 2009.
 34. 환경부, “상수도시설기준”, 2010.
 35. 환경부, “상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구”, 1999.
 36. Alok Goyal and Anil K. Chopra, “Earthquake Response Spectrum Analysis of Intake Outlet Towers”, Journal of Engineering Mechanics, 1989, Vol. 115, No. 7, pp.1413-1433.
 37. Alok Goyal and Anil K. Chopra, “Simplified Evaluation of Added Hydrodynamic Mass for Intake Towers”, Journal of Engineering Mechanics, 1989, Vol. 115, No. 7, pp.1393-1412.

38. Anil K. Chopra and C-Y Liaw, "Earthquake Resistant Design of Intake-Outlet Tower", Journal of Structural Engineering Division, ASCE, N0.577, 1975.
39. FEMA, NIBS, "Seismic Guidelines for Water Pipelines", American Lifelines Alliance, 2005.
40. John Bosler and Francisco Lopez, "Recent Advances in the Seismic Analysis of Intake Towers", ANCOLD Conference proceeding, 2006.
41. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, "Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines", 2012.
42. US Army Corps of Engineers, "Gravity Dam Design", Engineer Manual No. 1110-2-2200, 1995.
43. US Army Corps of Engineers, "Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures", Engineer Manual No. 1110-2-6050, 1999.
44. US Army Corps of Engineers, "Seismic Analysis of Intake Towers Considering Multiple-Support Excitation and Soil-Structure Interaction Effects", ERDC/GSL TR-04-16, 2004.
45. US Bureau of Reclamation, "Design Standard No. 13 Embankment Dams : Chapter 13. Seismic Design and Analysis", Working Draft, 2001.
46. 日本 국토교통성 하천국, "대규모지진에 대한 댐 내진성능조사 지침", 2005.
47. 日本 (사)수도협회, "수도시설 내진공법 지침·해설", 2009.

참여연구원

| 목 차 | 소 속 | 성 명 |
|--|-------------------------------|-------------------|
| 제1장 서 론 | 농어촌연구원 | 최병한 |
| 제2장 저수지(댐) 부대시설물 내진설계, 성능평가, 보강 자료 조사 분석 | 농어촌연구원 도화엔지니어링 한국시설안전공단 | 최병한 이석민 서형열 |
| 제3장 저수지(댐) 부대시설물의 내진설계 기법 정립 | 농어촌연구원 도화엔지니어링 한국시설안전공단 | 최병한 이석민 서형열 |
| 제4장 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 평가 기법 정립 및 평가예제 | 농어촌연구원 도화엔지니어링 한국시설안전공단 | 최병한 이석민 서형열 |
| 제5장 저수지(댐) 부대시설물의 내진성능 향상 기법 정립 | 농어촌연구원 도화엔지니어링 한국시설안전공단 | 최병한 이석민 서형열 |
| 제6장 결론 및 고찰 | 농어촌연구원 | 최병한 |

주 의

1. 이 보고서는 농림축산식품부로부터 연구비를 지원받아 한국농어촌공사 농어촌연구원에서 수행한 연구보고서입니다.
2. 이 보고서의 내용은 한국농어촌공사 농어촌연구원의 공식견해와 반드시 일치하는 것은 아닙니다.

■ 발 행 처

| | |
|---|--|
| 연구과제명 : 농업기반시설 정밀안전진단 평가기법 및 기준개선 | |
| 발 행 일 | 2015. 12 |
| 발 행 인 | 이 용 직 |
| 발 행 처 | 한국농어촌공사 농어촌연구원 |
| 주 소 | 경기도 안산시 상록구 사동 해안로 870 전 화 031 - 400 - 1700 FAX 031 - 409 - 6055 |
| ■ 이 책의 내용을 무단 전재하거나 복사하면 법에 저촉됩니다. 단, 이 책의 출처를 명시하면 인용이 가능합니다. | |