국토교통부/국토교통과학기술진흥원
물관리연구사업

최종보고서 요약서(2세부)

(별첨1) 연구개발 내용 및 성과

내외수 연계 도시침수저감 능력향상 기술 연구단

주관기관

서울시립대학교 UNIVERSITY OF SEOUL

KICT 한국건설기술연구원

고려대학교 KOREA UNIVERSITY

공동·위탁 연구기관

전북대학교

인제대학교 INJE UNIVERSITY

국립 한밭대학교

APCC APEC CLIMATE CENTER

KGU 경기대학교 KYONGGI UNIVERSITY

성균관대학교 SUNGKYUNKWAN UNIVERSITY

DSU Dongseo University 동서대학교

한국수자원조사기술원 KOREA INSTITUTE OF HYDROLOGICAL SURVEY

명지대학교 MYONGJI UNIVERSITY

목 차

가. 연구 범위 및 연구수행내용 ····· 1

1) 연구개발 내용 및 결과 ····· 1

2) 2-1세부(인제대학교) ····· 5

3) 2-2세부(한국건설기술연구원) ····· 94

4) 2-3세부(경기대학교) ····· 215

나. 참고문헌 ····· 350

가. 연구 범위 및 연구수행내용

1) 연구개발 내용 및 결과

가) 2세부과제 : 내외수 연계 내배수시설의 성능개선 및 설계 선진화 기술 개발

구분 (연도)	세세부	연구 범위	연구 수행 방법 (이론적·실험적 접근방법)	구체적인 내용
1차연도 (2013)	2-1	침수위험지역 내수배제계획 수립 기법 개발	• 외수 및 내수 홍수량 산정	• 침수실적 분석 및 침수위험지역 선정 • 홍수량 산정을 위한 강우사상 선정 • 유출모형 및 단위도법을 활용한 홍수량 산정
	2-2	• 내배수시설 현황 및 성능 분석 • 내배수시설 설계 기법 분석	• 국내 내배수시설 현황 검토 • 내배수시설 국내외 설계 문헌 및 가이드라인 조사·분석 • 빗물펌프장 토출부 시공 기법 조사·분석 • 국내외 펌프 유입부와 흡입부 설계기준 조사 • 펌프 유입부와 흡입부 설계 문제점 분석	• 환경부 및 한국농어촌공사 관리 빗물, 배수펌프장 현황 자료 수집, D/B 구축 및 가시화 • 질적성과목표인 국가 하천 통문, 통관, 수문 현황자료 수집, 지방하천 현황자료 추가 수집 • 국내외 설계기준 10종 수집 및 각 설계기법 분석 실시 • 국내 빗물펌프장 기본 및 실시설계 보고서 수집 및 분석 수행
	2-3	• 우수관거시설 현황 및 설계기술 조사 및 분석	• 시범유역 우수관거 자료 수집 및 국내외 관거시설의 설계 기법과 관거 시설의 시설기준에 대한 문헌조사 • 유역내 지체저류시설 및 침투시설 현황 파악 • 국내외 우수관거 설계 기법 및 연계 시스템 운영기법분석, 적용사례 검토	• 국내 관거 시설의 개선점 및 적용 가능한 설계 기준 도출 • 기 설치된 관거시설의 문제점 및 개선점을 도출 • 시범유역의 관거시설 현황 분석자료 및 국내외 관거시설의 시설기준 분석을 통한 우수관거시설 현황 및 설계기술 조사 보고서 제시
2차연도 (2014)	2-1	침수위험지역 내수배제계획 수립 기법 개발	• 침수위험지역 침수발생관여 특성인자 분석 • 대상구간 특성인자를 적용한 내수배제 시설별 홍수량 산정 • 내수배제시설 조합운영에 따른 홍수위 산정	• 침수발생관여 특성인자 문헌조사 • 배수분구(도림천) 배수분구별 특성인자 조사 및 분석 • 대상구간 내수배제시설 조사 및 분석 • 시설 유무에 따른 홍수량 모의 • 조합 및 시설 가동 시나리오에 따른 홍수량 산정
	2-2	• 외수위 조건 및 본류 흐름을 고려한 내배수시설 배수능력 및 빗물펌프장 성능 평가 기법 개발 • 펌프 유입부와 흡입부 형상변	• 빗물펌프장 유출부 및 흡수조 형상 검토 및 내부 흐름 해석 • 펌프 유입부 형상 변화에 따른 흐름특성 분석 • 펌프 유입부 흐름 개선을 위한 구조 검토 • 내배수시설 구조를 고려한 배수능력 평가기법 개발 • PIV를 이용한 펌프 흡입부 수리	• 빗물펌프장 운영특성 및 형상을 반영한 흐름 모의 수행 • 빗물펌프장 형상 반영 3차원 모의 수행(5개소) • 빗물펌프장 현장 조사 및 제원 분석 • 국내외 설계기법 조사 • 수리실험을 이용한 3차원 수치모형 검증 데이터 제공

		화에 따른 흐름 특성 분석	실험 수행 및 3차원 수치모형 검증 데이터 제공	• ◦ 수리실험을 통한 펌프 흡입부의 흐름특성 분석
	2-3	빗물받이 설치기준 제시 간선저류지 용량 검토	• 수리실험을 통한 유입부 규모 및 빈도별 빗물받이의 차집유량 및 차집효율 분석 • 우수관거의 규모, 형상변화에 따른 저류용량 검토	• 도로조건 변화 및 빗물받이 규모별 차집효율 산정 • 설계빈도 및 도로조건 변화를 고려한 빗물받이 설치간격 제시 • 도로의 조건과 빈도별 강우조건 및 유출 지역 특성 등을 고려한 빗물받이 설계 기준 제시 • 기존 우수관거의 규모를 5%, 10% 증가 시키고, 형상을 원형, 사각형으로 변화시켰을 때의 저류용량 검토 결과 규모를 10% 증가시켰을 경우 최대 20%의 저류용량 증가
3차연도 (2015)	2-1	침수위험지역 내수배제계획 수립 기법 개발	• 도시유출 모형 설계수문량 적용 침수예측 모의 • 침수위험지역 침수피해액 산정을 위한 문헌적 연구	• 지역별 침수피해 특성을 반영한 침수모의 • 설계강우에 따른 침수피해 분석 • 해상도별 저지대 지형 분석 및 지형자료별 특성 분석 • 지형 해상도별 침수위험지역 침수모의 및 침수심별 침수면적 분석 • 경제성 분석을 위한 분석방법의 특징 및 산정방법 분석
	2-2	• 고효율 빗물펌프장 설계를 위한 빗물펌프장 내부구조 검토, 외수위 변화 고려 내배수시설 시스템 통합 설계 기법 개발 • 펌프 유입부와 흡입부 흐름개선을 위한 구조개선	• 빗물펌프장 고효율화를 위한 유출부 및 흡수조 형상 검토 및 구조 개선 • 펌프 유입부 형상 변화에 따른 흐름특성 분석 • 펌프 유입부 흐름 개선을 위한 구조 개선 (수치모의) • PIV를 이용한 펌프 흡입부 수리실험 수행 및 3차원 수치모형 검증 데이터 제공	• 국내 빗물펌프장 흡수정 설계 분석 및 대표수리모형 수립 • 흐름조건 및 유입부 형상에 따른 흐름특성 수리실험 및 수치모의 • 수치모의를 이용한 와류방지장치 최적설계 제시 • 개선 와류방지장치 제안 및 수치모의를 통한 성능 분석 • 수리실험을 통한 펌프 흡수조 형상 변화에 따른 흐름특성 분석 및 3차원 수치모형 검증 데이터 제공 • 수리실험을 통한 anti vortex 구조물 설치에 따른 흐름특성 분석 및 3차원 수치모형 검증 데이터 제공
	2-3	다방향 합류맨홀 손실 저감 방안 제시 우수유출저감효과 분석	• 수리실험을 통한 우수 관거 연계(합류맨홀)에 따른 관거 내 흐름 특성 분석 • 수치모의를 통한 우수관거 형상 및 규모변화에 따른 흐름특성 분석 • 우수관거 연계 간선 저류지(가칭)의 규모, 위치, 개수에 따른	• 다방향 합류맨홀의 손실계수 산정 • 다방향 합류맨홀에서의 손실저감 방안 도출 • 다방향 합류맨홀의 효율적인 배수를 위한 설계 방안 제시 • 도시 관거 해석 모형(SWMM 등)에 적용 가능한 합류 맨홀의

			저류효율 분석	설계인자 도출 • 간선저류지 규모와 위치 및 개수에 따른 유수유출 저감 분석 결과 규모에 따른 저감율이 가장 큼 • 간선저류지 설치 위치에 따른 분석결과 저류지 상류부 면적이 클수록 유역 말단의 첨두유량이 큰 폭으로 감소함 • 간선 저류지(가칭)의 허용 용량 및 수용천 깊이에 따른 방류 방안 검토
4차연도 (2016)	2-1	침수위험지역 내수배제계획 수립 기법 개발	• 침수해석 모델링을 활용한 시나리오 모의 • 경제성 분석과 GIS processing을 활용한 홍수방어능력 평가 기법 개발	• 해당지역 내 내수배제시설 및 우수유출저감 시설 도입 및 조합운영에 따른 침수예상 DB 구축 • 경제성 분석 기법을 통한 홍수방어능력 평가기법 개발 및 GIS processing을 활용한 프로그램 개발
	2-2	• 빗물펌프장 내부 구조개선, 유출부 주변 안정성 향상 기술 개발 • 내외수를 고려한 내배수시설 설계 선진화 기술 실용화 • 우수관거 연계 저류 시설 설계 기술 개발	• 빗물펌프장 고효율 소형화를 위한 유출부 및 흡수조 형상 검토 및 구조 개선 • 유출부(토출부) 주변 제방 안정성 강화기법 개벌 • 다수의 펌프 운영 시 흡입부 흐름특성 분석 • 펌프 흡입부 난류 방지를 위한 구조 개선 • 시범적용 대상 지구 선정을 위한 현장조사 • 우수관거 연계 간선 저류지 설치로 인한 저류효율 분석	• 빗물펌프장 흡수정 형상 구조개선을 위한 3차원 수치모의 수행 및 유입부 경사와 흡입부 이격거리에 따른 흐름특성 분석 • 유출부 주변 제방붕괴 원인 및 안정성 강화기법 조사 • 다수의 흡수정을 갖는 빗물펌프장 유수지의 흐름특성 분석 (대림3 빗물펌프장) • 간선저류지 설치위치 및 용량에 따른 첨두유량비 산정
	2-3	과부하 맨홀의 손실을 고려한 도심지 침수 규모 예측	• 수리실험을 통한 다방향 합류맨홀에서의 손실계수 산정 • 과부하 맨홀의 손실을 고려한 도심지 침수 규모 예측	• 설계조건 변화를 고려한 4방향 합류 맨홀에서의 손실계수 산정 • 유량변화를 고려한 합류맨홀에서의 손실계수 산정식 도출 • 손실계수를 고려한 시범유역의 침수모의 • 도심지 침수해석에서의 손실계수 적용성 분석
5차연도 (2017)	2-1	침수위험지역 내수배제계획 수립 기법 개발	• 침수위험지역 내배수시설 홍수방어능력 평가 프로그램 및 프로그램 매뉴얼 작성	• 최적 조합을 통한 내배수시설 홍수방어능력 평가 프로그램 적용 및 보완 • 침수위험지역 내배수시설 홍수방어능력 평가 프로그램 매뉴얼 작성
	2-2	저류능력을 고려한 내외수 연계 내배수시설 성능 개선 및 설계	• 시범적용을 통한 개발 기술 실용화 및 기술 개발 효과 검토 • 빗물펌프장 성능 평가 및 고효율·소형화 설계 기법	• 부유식 와류방지장치의 성능검증을 위한 모형실험 수행 및 표면와류 저감률 비교 • 모형실험결과를 통한 와류방지

		선진화 기술 시범지역 적용	• 외수위 고려 내배수시설 배수능력 평가 및 통합 설계 가이드라인 • 우수관거 연계 간선 저류지 설계 기법(Process) 제안 및 가이드라인 작성	장치 별 흐름특성 비교 • 간선 저류지 설계기법 가이드라인 제시
	2-3	관거시설 설계 기준(보완)	• 수리실험을 통한 합류맨홀에서의 배수능력 증대 방안 도출 • 수치모의를 통한 도심치 침수저감 방안 도출	• 산정 손실계수 적용에 따른 인버트 적용성 분석 • 인버트가 적용된 합류맨홀에서의 손실계수 산정식 도출 • 도심지 침수모의에서의 손실계수 적용 방안 도출 • 시범유역에 인버트 적용에 따른 침수저감 효율 분석

2) 2-1세부(인제대학교)

가) 1차년도 연구수행 결과

(가) 설계홍수량 산정기법 및 문헌조사

- 국내 설계홍수량 산정 기법 조사 및 분석

현재 수자원실무에서 설계홍수량 산정시 기준상의 미흡한부분이 많이 있어 신뢰도가 매우 낮으며, 우리나라 설계홍수량 산정시 기준이 미흡한 주요 항목으로는 설계강우의 시간적 분포방법인 Huff 방법의 분위 적용 기준, 유효우량 산정을 위한 유출곡선지수 산정 기준, 도달시간 및 저류상수 등과 같은 유출모형의 매개변수 산정 기준, 소유역 분할에 따른 설계홍수량 증가 문제점을 해결하는 기준 등이 있다. 설계홍수량 산정방법에는 강우 통계 분석(IDF), 강우-유출 모형을 활용하는 방법이 있으며, 그 내용은 아래와 같다.

강우 통계 분석(IDF)

◦ 강우자료 수집 및 연최대치 계열 작성

- 강우자료는 유역내외에 위치하는 강우관측소를 대상으로 유역과의 거리, 관측년수, 표고, 유역분리 등을 종합적으로 고려하여 선정
- 관측년수는 30년 이상인 자료를 사용함이 바람직하며, 1950~1960년대 초반 이전자료는 제외하여 인근 관측소들의 관측년수를 가급적 유사하게 조정
- 우량관측소가 혼재되어 있는경우 기상청 혹은 국토해양부 우량관측소를 우선으로 채택하며 1시간 단위의 강우자료를 연도별로 정리
- 빈도분석의 기초자료로서 연 최대치 계열 활용
- 지속시간은 필요에 따라 증감 가능

◦ 고정시간-임의시간 강우환산

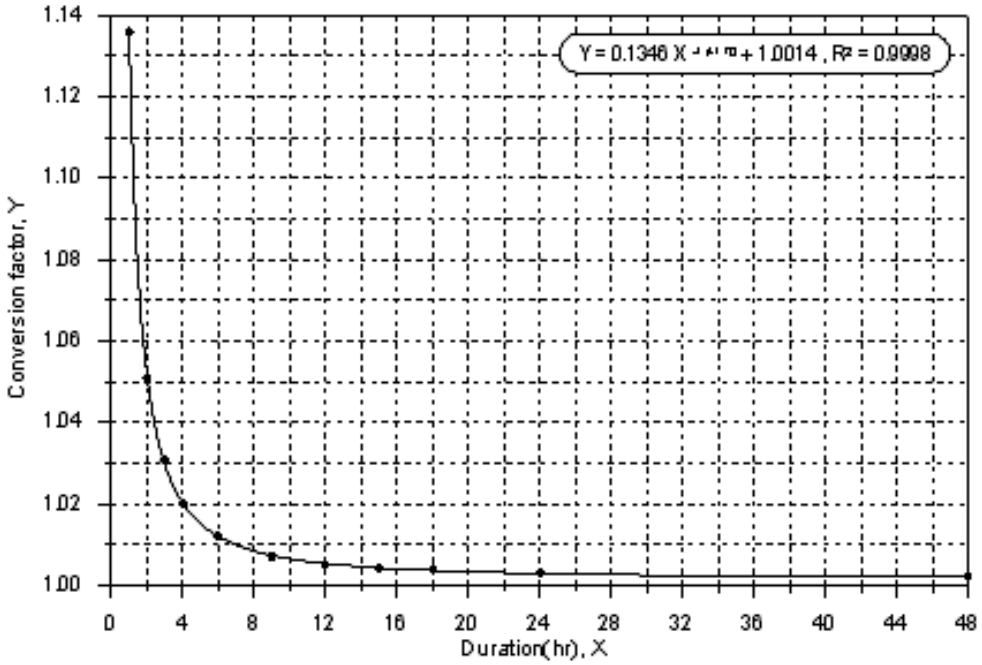


그림 2-1-1 고정시간-임의시간 강우환산

- 고정시간-임의시간 환산계수

$$Y = 0.1346X^{-1.4170} + 1.0014$$

시간단위 강우자료로부터 알 수 없는 임의시간의 강우로 변환하는 계수

◦ 확률강우량 산정

- 지속기간 별 연최대 고정시간 강우량자료가 준비되면, 이상치 검정, 무작위성 검정, 경향성 검정등을 실시해야 하며, 이 중 이상치 검정은 반드시 수행
- 확률 강우량 산정 시 사용되는 확률 분포함수는 Gumbel 분포로 하며, 매개변수 추정 방법은 확률가중모멘트법을 원칙으로 함
- 지점 확률강우량 산정 시 재현기간은 2, 10, 30, 50, 80, 100, 200, 500 년을 기본으로 하며 필요시 추가

◦ 강우강도식 유도

- 지속기간 별 확률강우량을 내삽에 의한 보간을 거쳐 특정 지속기간에 대한 확률 강우량을 구하기 위해 강우강도 식을 유도함(General, 전대수 다항식 추천)

Talbot : $I(t) = \frac{a}{t+b}$

sherman : $I(t) = \frac{a}{t^n}$

Japanese : $I(t) = \frac{a}{\sqrt{t}+b}$

Semi-log : $I(t) = a + b\log(t)$

General : $$I(t) = \frac{a}{t^n + b}$$

전대수 다항식 :

$$\ln(I) = a + b\ln(t) + c(\ln(t))^2 + d(\ln(t))^3 + e(\ln(t))^4 + f(\ln(t))^5 + g(\ln(t))^6$$

◦ 면적확률 강우량 산정

- 강우는 호우의 중심으로부터 멀어질 수록 감소하고 면적강우량은 유역에 발생한 등가우량을 나타내므로 지점 확률 강우량을 티센기법 등을 사용하여 분포시키게 되면 과다한 강우량이 산정됨
- 면적우량환산계수(Areal Reduction Factor)를 이용하여 면적확률 강우량으로 변환

$$ARF(A) = 1 - M\exp(-aA^b)^{-1} = 1 - M \times e^{\frac{1}{-aA^b}}$$

◦ 설계강우 시간분포

- 설계강우의 시간분포는 HUFF 분포를 사용
- 확률강우량도 개선 및 보완연구(국토해양부, 2011)의 부록에 관측소 별 데이터수록

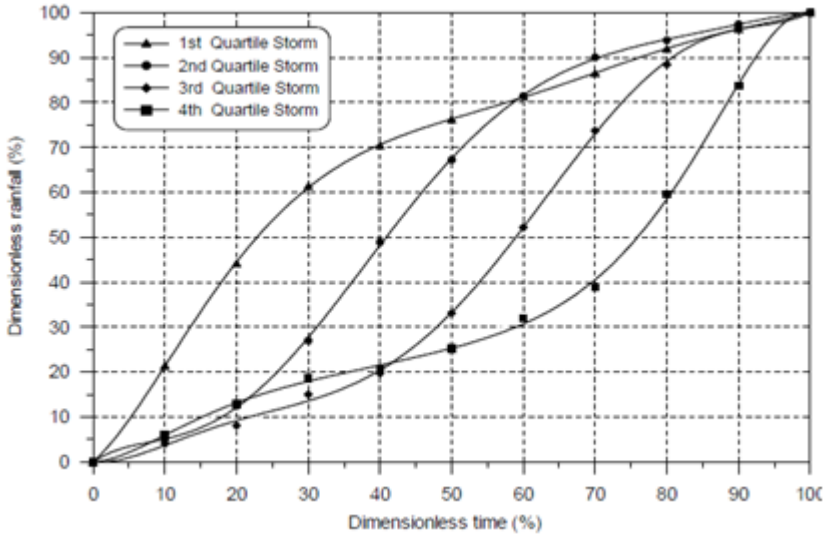


그림 2-1-2 분위별 HUFF 분포

강우-유출 모형

◦ 유역 특성인자 산정

- 대상유역을 적당한 소유역으로 구분하며 소유역 별 특성인자를 GIS 등을 활용하여 산정
- 유역면적, 유로연장, 유로경사, 형상계수 등
- 유로연장은 유역의 출구로부터 유역의 최원점까지의 연장
- 유로경사는 구간별로 계산 후 도달시간 산정 시 이용

◦ 유효우량 산정

- 유역의 유출은 발생강우에서 침투등의 손실을 제외한 유효우량에 의해 발생함
- 유효우량산정 기법은 미국 NRCS(전 SCS) 방법을 활용
- CN 산정을 위한 도표는 설계홍수량 산정요령(국토해양부, 2012)과 투수속도 측정에 기반한 수문학적

토양유형의 분류(농업과학기술원, 2007)을 참고

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

◦ Clark 단위도 적용 및 매개변수 결정

- 국내 실무에서 사용되고 있는 합성단위도 방법에는 Clark, SCS, Snyder, Nakayasu 단위도법이 사용됨
- 국내에서는 2000년대 이후 수문실무에서 위 4가지 방법으로 산정한 홍수량을 비교하여 최적치를 채택해 왔으나, 대부분의 경우 Clark 유역추적법으로 산정된 홍수량을 채택
- Clark 단위도법의 매개변수는 유역의 도달시간(Tc) 및 저류상수(K)로서, 변수의 결정은 대체로 경험공식에 의하며, 호우사상들에 대한 실측 강우-유출 자료가 있을 경우에는 검정(calibration) 및 검증(verification) 과정을 거쳐 최종 매개변수 값을 결정
- 유역의 도달시간

$$TA_i = 1.414\,T_i^{1.5} \qquad (0 \le Ti < 0.5)$$

$$1 - TA_i = 1.414(1 - T_i)^{1.5} \qquad (0.5 \le Ti < 1.0)$$

- 유역의 추적계수

$$C = \frac{2\Delta t}{2K + \Delta t}$$

where C : 선형추적계수
Δt : 시간구간(time)
K : Clark의 저류상수(time)

- 순간단위도

$$IUH_i = C\overline{TA_i} + (1 - C)IUH_{i-1}$$

where IUHi : 순간단위도의 종거
C : 추적계수
TAi : 시간구간 i에서의 평균시간면적 종거

- 합성단위도

$$UH_i = \frac{1}{2}(IUH_i + IUH_{i-1})$$

- 도달시간(Tc) : 연속형 Kraven(Ⅱ)

급경사부(S>3/400) :

$$V = 4.592 - \frac{0.01194}{S},\ V_{\max} = 4.5m/s$$

완경사부(S≤3/400):

$$V = 35151.515S^2 - 79.393939S + 1.6181818,\ V_{\min} = 1.6m/s$$

- 저류상수(K) : Sabol 공식

$$K = \frac{T_c}{1.46 - 0.0867\frac{L^2}{A}}$$

where K : 저류상수(hr)
Tc : 도달시간(hr)
L : 유로연장(㎞)
A : 유역면적(㎢)

◦ 홍수추적

- 하도의 저류효과를 무시할 수 없어 전체 유역을 여러개의 소유역과 하도로 분할할 경우 개개 소유역에 대하여 Clark 유역추적법으로 계산한 홍수수문곡선은 저수지가 있을 경우에는 저수지 추적, 하도로 유출될 때에는 하도추적을 하류방향으로 하게 되며 이 과정에서 측방유입은 본류의 홍수수문곡선과 합성
- 하도추적 방법에는 Muskingum 방법과 Muskingum-Cunge 방법이 잇으나 두방법 모두 하도추적에 따른 첨두홍수량 저감이 미미하므로 일반적으로 Muskingum 방법을 주로 사용하며, Muskingum 방법의 매개변수는 저류상수 K와 가중계수 x임
- Muskingum 방법 : 하도저류상수 K값으로 추적구간의 홍수파(flood wave) 통과시간을 주로 사용하며, 자연하천의 홍수파 통과시간은 하도의 유하시간의 2/3를 적용하며 홍수의 저류효과(attenuation) 정도를 결정하는 무차원 가중계수 X 값은 0~0.5의 범위를 가지며, X 값은 민감도가 낮으므로 중간값인 0.2를 채택하면 무난함

(나) 수립주체별 내배수시설 종류 및 설계 빈도 조사

▪ 내배수시설 종류

내배수시설의 종류는 크게 자연배수 형식과 강제배수 형식으로 나뉠 수 있으며, 자연배수 형식은 우수관로, 배수문 등 자연적으로 유하하여 배제하는 시설이 있고, 강제배수 형식은 유수지, 배수펌프장 등과 같은 자연배수가 불가할 경우 강제로 배제하는 시설이 있다.

◦ 자연배수

- 우수관로 : 기본적인 배수시설로서 도로의 측구등을 통해 우수가 유입되어 인근 하천이나 인공 유수지등으로 우수를 전달



그림 2-1-3 우수관로

- 배수문 : 관거나 배수시설등에 의해 배제된 우수를 하천에 방류



그림 2-1-4 배수문

◦ 강제배수

- 유수지 : 우수 유입량을 일시적으로 저류 시켜 펌프장의 원활한 운영능력을 확보



그림 2-1-5 유수지

- 배수펌프장 : 자연유하에 의한 우수배제가 어렵거나 관거의 매설깊이보다 하천 수위가 높을 경우 강제적으로 우수를 방류



그림 2-1-6 배수펌프장

▪ 기관별 내배수시설 설계지침 주요 내용

내배수시설 설계지침은 수립 방향과 발행기관에 따라 그 내용이 다르게 나타나고 있으며, 각 부처별로 설계의 목적에 따라 다르게 나타나고 있다. 아래 표는 여러 내배수시설의 설계지침들을 비교한 표이다.

표 2-1-1 기관별 내배수시설 설계지침 주요 내용

발행기관	지침서/발행년도	주요내용
LH공사	토목공사 설계지침/2011	▪ 계획 우수량 산정 ▪ 관로의 유량 및 유속산정기준 ▪ 계획 목표년도 ▪ 하수시설계획 ▪ 기타 배수구조물 공사 ▪ 계획의 수위 ▪ 펌프장의 계획도로
국토교통부	배수시설 설계 및 관리지침/2012	▪ 도로배수의 수문설계 ▪ 설계빈도의 결정 ▪ 설계홍수량 산정 ▪ 개수로 설계 ▪ 관수로 설계 ▪ 비탈면 배수시설 ▪ 구조물 배수
국토교통부	하천설계기준/2009	▪ 도로배수의 수문설계 ▪ 설계빈도의 결정 ▪ 설계홍수량 산정 ▪ 개수로 설계 ▪ 관수로 설계 ▪ 비탈면 배수시설 ▪ 구조물 배수
소방방재청	우수유출저감시설의 종류, 구조, 설치 및 유지관리 기준/2010	▪ 배수구역 및 목표연도의 설정 ▪ 목표연도 확률강우량 결정 ▪ 목표연도 불투수면적 비율 결정 ▪ 홍수유출 해석 ▪ 유수유출 목표저감량 산정 및 배분 ▪ 저류 시설 계획 및 유지관리 ▪ 침투시설 계획 및 유지관리
환경부	하수도시설기준/2011	▪ 계획우수량 산정 ▪ 계획하수량 산정 ▪ 빗물펌프장계획 ▪ 우수유출량의 저감계획 ▪ 우수조정지 계획 ▪ 관거 시설의 설계 ▪ 펌프장 시설의 설계

(다) 주요 시·도 침수실적 발생현황 조사 및 원인분석

▪ 연도별 침수피해 조사 및 분석

도시화와 기후변화에 의해 주요 시·도에서 호우발생시 침수피해가 발생하고 있으며, 과거에는 장마

와 같은 장기강우에 의한 하천의 범람, 유역유출량의 증가에 의한 침수피해가 주로 발생하였지만, 최근 국지성 집중호우와 강풍을 동반한 태풍의 영향으로 짧은시간에 발생한 폭우의 원활한 배제가 이루어지지 않아 침수가 발생하고 있다.

◦ 2005년 침수피해

호우 기간	2005. 6. 30 ~ 7. 2
기상 개황	장마전선의 영향을 받아 경기, 강원, 전북지방을 중심으로 강풍을 동반한 국지성 집중호우 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 서울, 경기, 강원, 충남, 전북, 전남, 경북, 경남 ◦ 인 명 : 사망 2명, 이재민 343명(123세대) ◦ 주 택 : 전파·반파 57동 ◦ 공공시설 : 도로·교량 50개소, 하천 51개소, 소하천 99개소 ◦ 사유시설 : 농경지 145ha, 인삼재배사 등 ◦ 피 해 액 : 17,679백만원
재해원인 분석	소강상태에 있던 장마전선이 남해상에서 유입되는 온난 다습한 기류에 의해 강화되면서 점차 북상함에 따라 전국이 장마전선의 영향을 받아 천둥·번개를 동반한 게릴라성 집중호우로 많은 비가 내렸으며 6.26일 이후 계속된 호우로 토양이 포화된 상태에서 집중호우가 발생하여 산간지역 산사태, 소하천·소규모 등 취약시설과 급경사지의 농경지 유실, 간한 바람의 영향으로 주택의 지붕이 날아가고 조림목이 부러지는 등의 피해가 발생
호우 기간	2005. 8.2 ~ 8.11
기상 개황	고온다습한 북태평양 고기압의 영향을 받아 전북, 경남, 경기지방을 중심으로 천둥을 동반한 국지성 집중호우 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 인천, 광주, 경기, 강원, 충북, 충남, 전북, 전남, 경북, 경남 ◦ 인 명 : 사망·실종 19명, 이재민 1,173명(461세대) ◦ 주 택 : 전파·반파 161동 ◦ 공공시설 : 도로·교량 177개소, 하천 448개소, 소하천 832개소, 상·하수도 144개소, 수리시설 529개소, 사방시설 497개소, 소규모시설 812개소 등 ◦ 사유시설 : 농경지 1,764ha, 축사 등 ◦ 피 해 액 : 331,564백만원
재해원인 분석	전라북도 산간지역인 무주, 장수, 진안과 평양지역인 고창, 김제, 부안 및 경상남도 남해안을 중심으로 시간당 15~71㎜의 국지거인 집중호우가 내려 덕유산 주변 산림의 산사태가 많이 발생함에 따라 토사유출로 인해 저수지가 붕괴되고 하천이 범람하면서 농경지 유실·매몰 피해가 있었으며 또한 해안가 저지대에 위치한 부안군 줄포면 시자기 등이 침수되고 김제·정읍 등 평야부의 농경지가 장시간 침수되면서 농작물 피해가 발생
호우 기간	2005. 9. 6 ~ 9. 18
기상 개황	제14호 태풍「나비(NABI)」는 중심기압 985hPa, 최대풍속 49m/s의 매우강한 대형급 태풍으로 동해안지방과 경남남해안지방, 울릉도를 중심으로 강풍을 동반한 시간당 15 ~ 73㎜의 집중호우가 내렸으며, 특히 울산의 경우 1969년 9월15일 강수량(315.8㎜) 극값을 경신
피해 내용	◦ 피해지역 : 서울, 인천, 광주, 대전 지역을 제외한 전국 ◦ 인 명 : 사망·실종 6명, 이재민 911명(342세대) ◦ 주 택 : 전파·반파 175동 ◦ 공공시설 : 도로·교량 156개소, 하천 192개소, 소하천 435개소, 사방시설 125개소, 소규모시설 393개소 등

	◦ 사유시설 : 가축 726,121두, 어망·어구 128통, 비닐하우스 64ha 등 ◦ 피 해 액 : 138,503백만원
재해원인 분석	제14호 태풍「나비(NABI)」 가 일본 큐슈와 동해상을 지나면서 많은 강수량과 강 한 풍속이 발생하여 부산, 울산, 경북, 울릉도에 많은 피해가 발생하였으며, 9.17~18일에는 대륙고기압과 북태평양 고기압 사이에 형성된 기압골의 영향으로 국지성 집중호우가 내려 충남 예산, 천안, 홍성과 충북 청원, 괴산 등에 시가지가 침수되는 등 많은 피해가 발생

◦ 2006년 침수피해

호우 기간	2006. 7. 9 ~ 7. 29
기상 개황	◦ 7.9 ~ 7.10일에는 제3호 태풍 『에위니아』가 미국 괌 남서쪽 약 1,010㎞부근 해상에서 발생하여 중심기압 985hPa, 최대풍속 31㎧의 강한 중형급 태풍으로 경남 및 전남 등 남부지역을 중심으로 강한 바람과 함께 국지적인 집중호우 발생 ◦ 7.11 ~ 7.29 기간 중 7.11일은 북한에 머물던 장마전선이 중부지방을 오르내리는 가운데 중국에 상륙한 제4호 태풍『빌리스』의 영향으로 수증기가 대량으로 발생하여 산악지인 강원 영서지역에 500 ~ 900㎜의 많은 비를 내리고 장마전선이 경기 남부지방까지 내려가면서 경기 안성·여주, 충북 진천·음성·단양 등에 국지성 집중호우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 전국 16개시·도 ◦ 인 명 : 사망·실종 62명, 이재민 1,087세대 2,790명 ◦ 주 택 : 전파 491동, 반파 596동 ◦ 공공시설 : 도로·교량 1,572개소, 하천 1,939개소, 사방·임도 1,071개소 ◦ 사유시설 : 농경지 18,643ha, 가축 1,062,514두 등 ◦ 피 해 액 : 1,834,428백만원
재해원인 분석	태풍 『에위니아』영향으로 여수, 보성 등 해안지역과 김해, 진주 등 대하천 하류지역 내수 배제불량에 따른 시가지 침수가 주로 발생하였고 산청, 합천 등 산간지역에도 300㎜이상의 집중호우로 공공시설 피해가 발생하였으나 과거 태풍 매미, 루사시 개량복구 투자가 많아 비교적 경미한 피해 발생 7.11~7.29 기간은 장기적인 강우로 지반이 물을 많이 머금은 상태에서 집중호우가 발생 산사태가 많이 발생하였고 영월, 단양, 여주 등 남한강 유역 홍수범람 침수피해 가중 되었으며 강원 산간계곡의 집중호우로 산사태에 의한 토석류가 발생, 산간오지마을 유실·매몰 등으로 피해가 집중되었다. 또한, 유출된 토석류가 하천을 메우고 수목 등이 교량에 걸리면서 하천범람 및 제방붕괴로 이어져 하천변 주택, 농경지, 도로 유실 등 피해가 발생하였으며, 산간지역 도로의 경우 절개지, 계곡 등에서 유출된 토석류와 산사태 등으로 국도, 지방도 등 도로붕괴·매몰피해가 극심하였으며 평창의 경우 농경지 객토가 하천으로 유입, 홍수범람으로 피해 가중 됨
호우 기간	2006. 10.22 ~ 10.25
기상 개황	10.22 ~ 10.25일 기간 중 동해상에서 따뜻하고 습한 저기압이 동해북부해상의 차고 습한 공기와 합류되어 북동풍을 타고 태백산맥의 동쪽사면을 부딪치면서 동해안 지방에 많은 강우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 부산, 울산, 경기, 강원, 충남, 경북 ◦ 인 명 : 사망 1명, 이재민 36세대 79명 ◦ 주 택 : 전파 1동, 반파 35동 ◦ 공공시설 : 도로·교량 12개소, 하천 5개소, 소하천 7개소 등 ◦ 사유시설 : 가축 294두, 어망·어구 251,779통 등 ◦ 피 해 액 : 69,866백만원
재해원인 분석	강원 동해안 지역에 강풍을 동반한 집중호우와 강한 바람을 동반한 너울성 파도

	로 인해주택·상가 침수, 수산증양식, 어망·어구와 항만·어항, 군사시설 철조망, 국민관광지(해수욕장) 등 피해 발생

◦ 2007년 침수피해

호우 기간	2007. 8. 4 ~ 8. 15
기상 개황	장마가 끝난 후 북태평양 고기압 세력이 평년보다 약해 대기가 불안정하였고, 또한 남쪽으로부터 많은 수증기가 유입되었으며, 북쪽으로부터 한기를 동반한 저기압이 수시로 지나가면서 대기 불안정에 의한 국지성 집중호우 및 강풍·풍랑 피해가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 9개 시·도, 67개 시·군·구 ◦ 이 재 민 : 18세대 46명 ◦ 재산피해 : 32,237백만원(강원 16,640, 충북 5,756, 충남 3,374, 경남 등 6,467백만원)
재해원인 분석	국지성 집중호우로 강원, 충북, 경남, 경기 등 지역에 도로·교량, 하천, 군사시설 및 주택, 농경지 등의 피해가 발생하였고, 풍랑·해일로 인해 전남, 인천 등 지역에 방파제, 수산증양식, 어선, 어망·어구 수산시설에 피해가 발생
호우 기간	2007. 9. 13 ~ 9. 18
기상 개황	제11호 태풍『나리』는 9.13일 15시경 일본 오키나와 남동쪽 약 660㎞부근 해상에서 발생하여 중심기압 960hPa, 최대풍속 43㎧의 매우 강한 소형급 태풍으로 제주 및 남해안 등 남부지역을 중심으로 강한 바람과 함께 집중호우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 10개 시·도, 63개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 16명 ◦ 이 재 민 : 201세대 478명 ◦ 재산피해 : 1,592억원
재해원인 분석	제주 특별자치도, 전남 고흥, 보성 등은 시간당 75㎜이상 강우로 인해 하천의 통수단면 부족 및 내수배제 불량 등으로 시가지 침수와 하천피해가 많이 발생하였으며, 또한, 전남 화순, 완도, 경남 함양, 산청 등 산간지역에 300㎜이상의 집중호우로 도로·하천, 수리시설 등 공공시설 피해가 발생하였고, 특히, 하천 토사로 인해 농경지 유실·매몰 및 농작물 피해가 많았음

◦ 2008년 침수피해

호우 기간	2008. 7. 23 ~ 7. 26
기상 개황	7.23일 중국내륙에서 저기압에 동반된 장마전선이 7.24일 서해상으로 이동하면서 많은 수증기 발달로 우리나라 중부지방에 많은 강수량을 기록하였고, 7.25일에는 장마전선이 남쪽으로 매우 느리게 내려가면서 경북과 충북북부지방에 정체하여 산간계곡 지역에서 시간당 많은 강우로 집중호우 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 11개 시 · 도, 67개 시 · 군 · 구 ◦ 인명피해 : 사망 10명 ◦ 이 재 민 : 703세대 1,729명 ◦ 재산피해 : 46,374백만원(경북 30,905, 경기 6,074, 충북 6,032, 강원 2,174, 경남 등 1,189)
재해원인 분석	태풍『갈매기』영향으로 7.19일 105~280㎜ 선행강우로 지반이 약화되고 토양이 포화된 상태에서 집중호우 발생하였고, 도로·하천과 접한 산지계곡에서 대량의 산사태 집중 발생하였으며, 이로 인해 발생된 대량의 토석류 · 유목이 도로, 하천 유실 · 매몰 피해가 발생
호우 기간	2008. 8. 2 ~ 8. 3
기상 개황	◦ 8.1일 만주에 위치한 저기압에 동반된 한랭전선이 8.2일 북한지역에서 중부지

	방으로 느리게 남하 하여 남서류에 의한 많은 수증기 유입과 상층의 한기로 인한 대기불안정이 심화되어 강한 비구름대가 발달하여 8.3일 새벽 강원 양구지방을 지나면서 산간계곡을 중심으로 집중호우 발생 ◦ 8.12~8.14 발달한 비구름대가 동해상의 고기압에 막혀 느리게 이동하면서 울산, 부산, 강원지역에 집중호우 발생에 이어, 8.14~8.16 열대저기압이 대한해협을 통해 동해상의 강한 비구름대가 발달하여 경북, 경남, 충북일부지역에 집중호우 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 11개 시·도, 46개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 1명 ◦ 이 재 민 : 267세대 613명 ◦ 재산피해 : 11,589백만원(강원 4,410, 경북 3,354, 울산 2,953, 부산 773, 경남 등 99)
재해원인 분석	8.2 ~ 8.3 휴전선 부근에 집중호우가 발생하여 양구·인제지역의 소하천, 도로, 소규모 시설물과 인근 농경지 유실 피해 발생하였고, 8.12~8.14 선행강우로 토양이 포화되어 지반이 약화된 상태에서 또다시 8.15~8.18 집중호우로 경북 의성지역 등에 하천, 소규모시설 등 피해 발생

◦ 2009년 침수피해

호우 기간	2009. 7. 7 ~ 7. 8
기상 개황	장마전선의 영향으로 형성된 강한 비구름대로 전남 나주·화순·신안지역에 최대 312.5㎜(누적), 시우량 107㎜의 기록적 집중호우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 4개 도, 33개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 2명 ◦ 이 재 민 : 672세대 1,503명 ◦ 재산피해 : 20,980백만원(전남 15,571, 부산 3,356, 광주 2,037, 경남 16)
재해원인 분석	기록적인 집중호우로 교량의 통수단면 부족으로 교량, 암거 및 소규모시설, 수리시설, 지방하천 및 소하천 등의 피해가 다수 발생하였으며, 영산강 유역에 위치한 평야지대는 영산강 수위상승으로 인한 지류 하천의 배수불량에 따른 저지대 주택 및 농경지 등 침수피해가 발생하였으며, 산악지대 집중호우에 의한 산사태와 하상경사가 급한 미정비 하천·소하천의 제방유실·범람 및 주변 주택·농경지 유실 및 매몰 피해가 발생
호우 기간	2009. 7. 11 ~ 7. 16
기상 개황	7.11일부터 장마전선이 북상하면서 중국 중부지방에서 동진하는 저기압의 영향으로 12일부터 경기, 강원 등 중부지방을 중심으로 많은 비가 발생하였으며, 14일부터는 활성화된 장마전선이 남하하면서 경기, 강원, 충청, 전북지방을 중심으로 돌풍과 함께 천둥, 번개를 동반한 시간당 70㎜가 넘는 강한 비가 3시간 이상 지속되어 평균 300㎜ 내외의 많은 비가 집중적으로 내렸으며, 16일에는 부산, 경남, 전남지역 등 남부지방을 중심으로 81㎜(부산)의 최대 시우량을 기록
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 13개 시·도, 165개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 10명(사망 9, 실종 1) ◦ 이 재 민 : 4,539세대 10,411명 ◦ 재산피해 : 230,186백만원(경남 47,732, 경기 37,989, 강원 30,065, 부산 29,875, 전남 28,840, 전북 23,203, 충북 등 32,482)
재해원인 분석	장마기간 중 반복적인 선행강우로 토양이 포화되어 지반이 약화된 상태에서 집중호우가 내림에 따라 산사태, 소규모 시설, 수리시설, 소하천 등에서 피해가 다수 발생하였으며, 경남 김해지역은 낙동강 수위상승에 따른 제방 범람 및 내수배제 불

	량으로 인한 하천주변 시가지 등 침수피해가 발생하였고, 부산지역은 배산임해의 지형적 특성으로 인해 경사가 급한 산간지역은 산사태 및 사면붕괴, 도심지역은 배수시설의 단면적 부족과 만조의 겹침에 따른 대규모 침수와 도로·하수도·하천 등 피해가 발생

◦ 2010년 침수피해

호우 기간	2010. 7. 16 ~ 7. 18
기상 개황	장마전선이 남해안으로 북상, 남쪽의 많은 수증기가 남풍을 타고 따라 올라오면서 남해안에 부딪쳐 강한 상승류를 유발, 국지적으로 많은 비가 내렸으며, 특히 지형효과가 더해지면서 경남 합천군 등 일부지역에서 집중호우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 9개 시·도, 28개 시·군·구 ◦ 이 재 민 : 122세대 280명 ◦ 재산피해 : 10,837백만원(경남 6,819, 전남 3,300, 서울 등 718)
재해원인 분석	기간 중 합천군에 내린 12시간 지속강우량은 142년 빈도의 강우(256㎜)로 하천설계기준(80년 빈도 240㎜)을 초과, 지방하천·소하천 범람 및 제방유실 등의 피해가 발생하였으며, 지방하천, 소하천 및 세천 등에 설치된 암거·소교량 등에 유송잡물이 걸리면서 유수소통 저해요인으로 작용, 하천범람은 물론, 인접 농경지 유실·매몰 등의 피해 유발하였다. 특히, 합천군은 유역경사가 급하고, 화강암이 풍화된 마사토 지반으로 집중호우시 하천범람·산사태·사면붕괴 등 재해에 취약하여 피해가 발생
호우 기간	2010. 7. 23 ~ 7. 24
기상 개황	장마전선이 남쪽으로 내려 오던중, 서남부 지역 등에서 정체된 가운데 서해안에서 다량의 수증기 공급되면서 국지적으로 많은 비가 내렸으며, 특히, 보령·부여·서천·청양 등 서남부 지역에 정체되어 최대 232㎜(누적), 시우량 93.5㎜의 기록적 집중호우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 4개 시·도, 18개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 3명, 실종1명 ◦ 이 재 민 : 359세대 839명 ◦ 재산피해 : 21,045백만원(충남 20,7352, 경기 등 310)
재해원인 분석	기간 중 보령시에 내린 12시간 지속강우량은 70년빈도의 강우(296㎜)이나, 지방하천 및 소하천 미개수 구간에서 범람·제방유실 등의 피해가 발생하였으며, 산간지역 임도개설, 배수로 미비 등으로 산사태·임도 법면 유실 등 피해가 가중되었고 집중호우로 산 수로가 쇄굴되면서 폐광석 등의 토석류 유출로 하천·소하천 등의 매몰로 직·간접적인 피해가 발생
호우 기간	2010. 8. 13 ~ 8. 18
기상 개황	서해상에서 발달한 저기압이 지속적으로 유입되면서 전북지역을 통과하여 장수군에 일 최고 485.5㎜(누적)의 집중호우가 내렸으며, 특히 이번 강우는 전국적으로 8.18일까지 지속되면서 전북, 전남, 경남 등 지리산 주변을 중심으로 시우량 72.5㎜의 기록적 집중호우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 12개 시·도, 96개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 1명 ◦ 이 재 민 : 1,200세대 2,917명 ◦ 재산피해 : 85,061백만원(전북 64,030, 전남 12,000, 경기 3,695, 강원 등 5,336)
재해원인 분석	전북에서 발생한 누적강우량 최대 485.5㎜, 시우량 최대 72.5㎜의 기록적인 집중호우로 지방하천 및 소하천 미개수 구간에서 범람·제방유실 등의 피해가 발생하였으며, 남원·완주·진안·임실지역의 경우, 전체 면적의 70% 이상이 산악지대로

	서 지역적 특성상 강한 강우 발생으로 산지의 토석류 및 잡목 등이 유실되어 하류 지역 하천·농경지 등이 매몰되거나 유실되었으며, 단시간 내 특정지역을 중심으로 집중호우가 내려 토사의 중량이 가중되면서 도로 및 산간지역 Sliding 현상이 발생
호우 기간	2010. 9. 21 ~ 9. 22
기상 개황	북쪽 찬기단과 남쪽의 따뜻한 기단사이에서 좁고 강한 정체전선이 서울을 중심으로 동서 방향으로 띠 모양을 이루며 정체, 수도권에 시간당 최고 98㎜의 집중호우가 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 7개 시·도, 68개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 2명 ◦ 이 재 민 : 29,973세대 64,752명 ◦ 재산피해 : 59,277백만원(경기 23,860, 서울 17,114, 강원 11,208 인천 7,034, 충북 등 61)
재해원인 분석	서울·수도권에서 발생한 누적강우량 최대 239.5㎜, 시우량 최대 98㎜의 기록적인 집중호우로 우수시설의 처리용량 부족으로 저지대 침수 및 배수구 역류로 인하여 피해가 발생하였으며, 강원도 지역은 미개수된 하천·소하천지역으로 단기간 많은 양의 호우가 집중되면서 유량·유속증가로 급류부 등에 피해가 집중적으로 발생

◦ 2011년 침수피해

호우 기간	2011. 7. 7 ~ 7. 16
기상 개황	장마전선이 북상하면서 예년보다 강수폭이 좁게 형성되어 전국적으로 기록적인 강수일수와 강수량을 기록하였으며, 7.7 ~ 7.16일(10일) 연속강우는 '61년 이후 50년 만의 최장기록
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 15개 시·도, 137개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 9명, 실종 1명 ◦ 이 재 민 : 686세대 1,425명 ◦ 재산피해 : 135,400백만원(경남 58,300, 충남 21,000, 전남 17,300, 전북 14,300, 경북 13,200, 충북 등 11,300)
재해원인 분석	기간중 고흥 305㎜, 밀양 245㎜의 일최대강수량을 기록하였으며, 6.22일부터 시작된 장마로 지역별 선행강우가 많은 상태에서 지반이 약화되어 밀양, 산청 등 마을 뒤편 산사태로 피해가 가중되었고, 장기간 집중호우로 도로 비탈면이 함수 증가되고, 횡배수구 용량부족 등 지반이 연약한 도로 일부구간 전체가 유실되었으며, 또, 최근 영농이 수도작물에서 소득이 높은 전작물인 비닐하우스 재배(수박, 토마토 등), 인삼재배시설 등의 영농이 전환됨에 따라 침수 피해가 가중
호우 기간	2011. 7. 26 ~ 7. 29
기상 개황	북태평양고기압과 대기 중·하층의 건조한 공기사이의 대기 불안정이 강한 비구름대를 발달 시켰고, 우리나라 북동쪽 고기압으로 인해 비구름 대가 정체되어 중부지방에 강한 집중호우 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 12개 시·도, 100개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 61명, 실종 6명 ◦ 이 재 민 : 27,588세대 63,885명 ◦ 재산피해 : 37,680백만원(경기 29,990, 강원 3,240, 서울3,080, 부산 1,000, 인천 등 370)
재해원인 분석	기간 중 동두천 449.5㎜, 서울 301.5㎜, 인제 211.0㎜, 부산 246㎜의 일최대 강수량을 경신하면서 도로, 하천, 소하천, 산사태 등 공공시설 피해와 주택 파손·침수 등 사유재산 피해가 발생하였으며, 특히, 서울은 시간당 87㎜의 집중호우에 지반이 못 견뎌 토석류·유목에 따른 대규모 산사태가 발생하였고, 경기지역 역시 도시 배수능력 부족 및 상류의 토사 등에 의한 배수시설 기능 마비로 대규모 침수피해가 발생

◦ 2012 침수피해

호우 기간	2012. 8. 25 ~ 8. 20
기상 개황	강풍반경 530㎞이고 순간최대풍속이 59.5m/s인 강한 바람을 동반한 제15호 태풍「볼라벤」(`03년 매미의 순간최대풍속 60m/s에 이어 두 번째)이 해안가에 직접영향을 주었고, 연이어서 제14호 태풍「덴빈」이 상륙하면서 강한 호우 발생
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 17개 시·도, 177개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 11명 ◦ 이 재 민 : 1,870세대 3,830명 ◦ 재산피해 : 636,471백만원
재해원인 분석	제15호 태풍「볼라벤」에 의한 강한 바람 파랑으로 해안가 주변의 수산증·양식시설과 항만어항 해안도로 등의 공공시설물이 극심한 피해를 입었고, 연이어 제14호 태풍 「덴빈」의 상륙에 따른 강한 호우로 배수펌프장과 우수배제시설 용량 부족으로 시가지와 산업단지 등 침수와 하천시설의 통수단면 부족으로 하천범람 제방유실이 발생되어 인근 주택 및 농경지에 피해 발생
호우 기간	2012. 9. 15 ~ 9. 17
기상 개황	태풍 「산바」는 17일 경남 남해군 부근으로 상륙한 후 18일 함경북도 청진 동북동쪽 약 290㎞ 해상에서 온대저기압으로 변질, 2003년 매미와 강도가 유사하고 경남에 상륙해 내륙을 관통함
피해 내용	◦ 피해지역 : 총 15개 시·도, 152개 시·군·구 ◦ 인명피해 : 사망 2명 ◦ 이 재 민 : 1,666세대 3,843명 ◦ 재산피해 : 365,715백만원
재해원인 분석	9.15 ~ 9.17일 기간 중 제16호 태풍「산바」의 영향으로 경남·북지역에 위치한 시 군 구를 중심으로 많은 피해가 발생하였다. 태풍상륙과 만조위 시간대가 겹치면서 높은 파고 및 해안지역 내수배제 불량으로 해안도로·주택가·농경지 침수, 방파제 유실, 수산증·양식시설 유실 등의 피해와 지형상 임야비율이 높고 마사토 지질인 경남 함양·산청·거창 등 서부내륙지역에 산사태 피해가 집중 발생

(라) 침수발생구간 내외수 홍수량 산정

본 연구에서는 하천인근에 도시지역이 존재하고 단위도 이론을 적용하기에 알맞은 유역면적을 가지고 있고, 상류에 홍수조절용 수리구조물이 없는 원주천 유역을 홍수량 산정을 위한 대상유역으로 결정하여 외수 홍수량 산정을 위한 매개변수 검증을 실시하였다. 원주천 유역현황은 아래 그림과 같다.

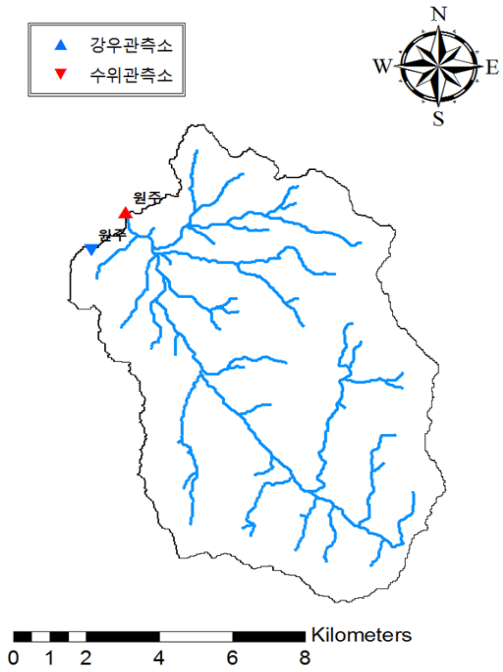


그림 2-1-7 원주천 유역도

표 2-1-2 원주천 유역 현황

유역면적(km^2)	하천연장(km)	유로연장(km)
94.43	13.34	18.15
유로경사(m/m)	유역경사(m/m)	유역둘레(km)
0.0169	0.363	62.65

대상유역의 홍수량을 산정하기 위해 Clark단위도를 사용하였으며, 원주수위관측소에서 관측되는 수위와 수위-유량관계식을 이용하여 단위도의 매개변수를 결정하였으며, 단위도 매개변수는 2010년 9월 21일 15시부터 22일 01까지 강우에 의한 강우-유출사상을 이용하여 보정하고 2010년 9월 10일 17시부터 12일 08시까지 강우에 의한 강우-유출사상을 이용하여 검증하였다.

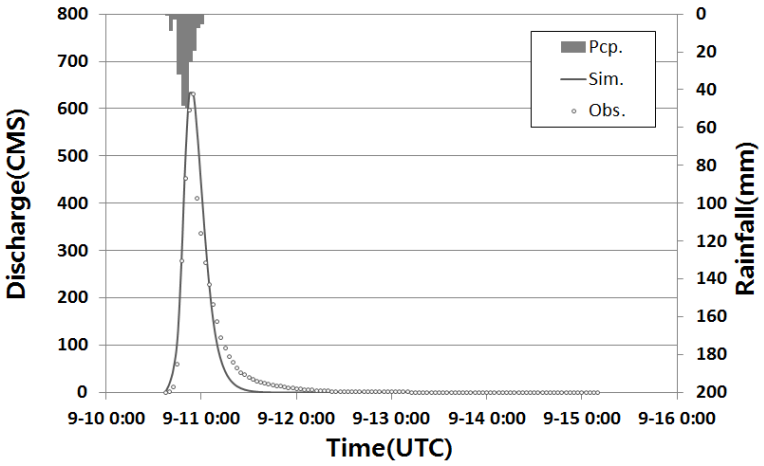


그림 2-1-8 매개변수 보정에 이용한 유출수문곡선

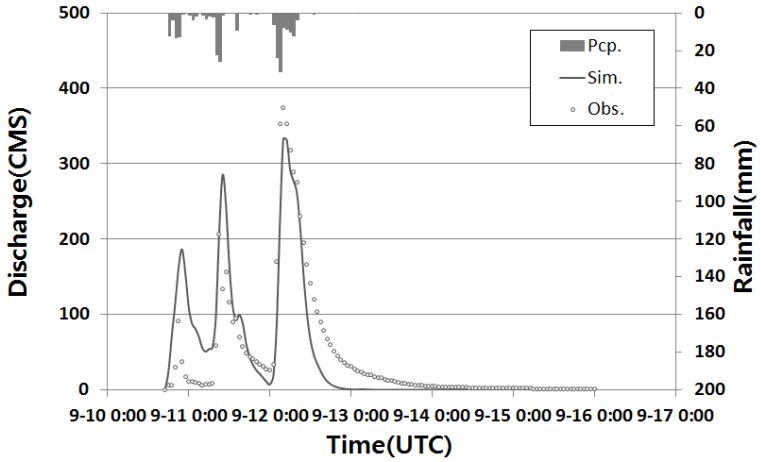


그림 2-1-9 매개변수 검증에 이용한 유출수문곡선

Clark 단위도의 매개변수인 도달시간과 저류상수는 각각 1.1 hr와 2.5로 산정되었으며, 보정사상의 R2는 0.97, 유출체적에 대한 상대오차는 -4.6%, 첨두유출량에 대한 상대오차는 0.2%로 나타났고, 보정된 매개변수를 적용한 검증사상의 R2는 0.75, 유출체적에 대한 상대오차는 -3.9%, 첨두유출량에 대한 상대오차는 -10.9%로 나타났다.

또한 과거 침수가 발생하였던 신촌지역에 대해 XP-SWMM 모형을 통해 내수유출량 및 관거 월류 저감 시나리오 적용을 통한 침수저감효과 분석하였다. 모의에 적용한 신촌지역의 관로 및 강우조건은 아래와 같다.

◦ 관로현황



그림 2-1-10 관로 현황도

- 간선관거(900~1,500) 4,837m
- BOX관거 3,504m
- 지선관거(300~900미만) 5,025m

◦ 유출 모형(XP-SWMM) 적용성 평가

- 신촌지역의 관망자료를 활용하여 XP-SWMM 모형에 대한 적용성 평가

◦ 강우 조건

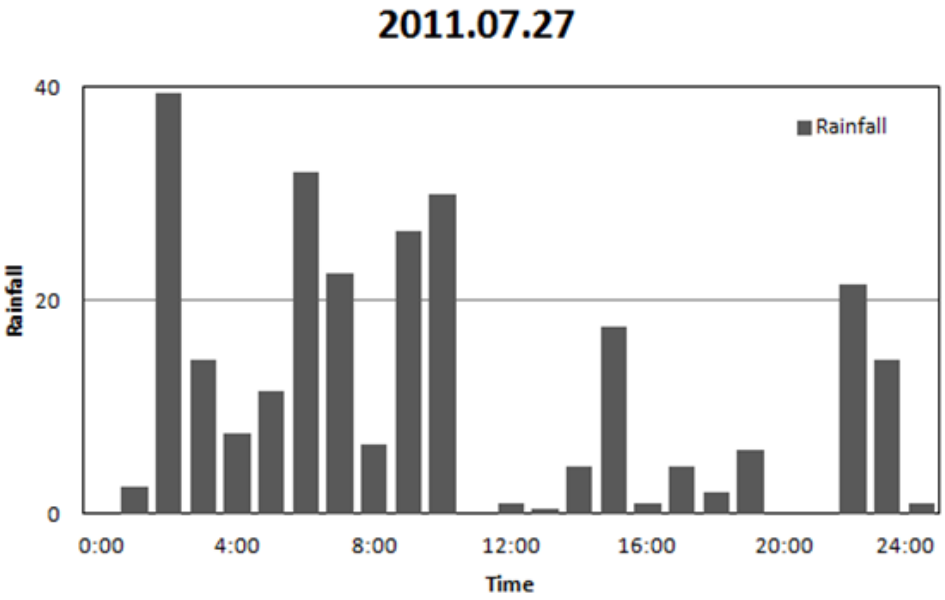


그림 2-1-11 해당 모의기간의 강우사상

표 2-1-3 해당 모의기간의 강우사상(2011.07.27)

시간	강우량	시간	강우량	시간	강우량
0:00	0	12:00	1	16:00	1
1:00	2.5	13:00	0.5	17:00	4.5
2:00	39.5	14:00	4.5	18:00	2
3:00	14.5	15:00	17.5	19:00	6
4:00	7.5	8:00	6.5	20:00	0
5:00	11.5	9:00	26.5	21:00	0
6:00	32	10:00	30	22:00	21.5
7:00	22.5	11:00	0	23:00	14.5

관거모의 결과 총 22개 맨홀에서 월류가 발생 하는 것으로 나타났고 총 월류량은 59,9000 ㎥, 북측 고지대에서 많은량의 월류가 발생하여 도로가 이어져 있어 노면수 집중으로 인한 침수에 영향이 있을 것으로 판단되었다.

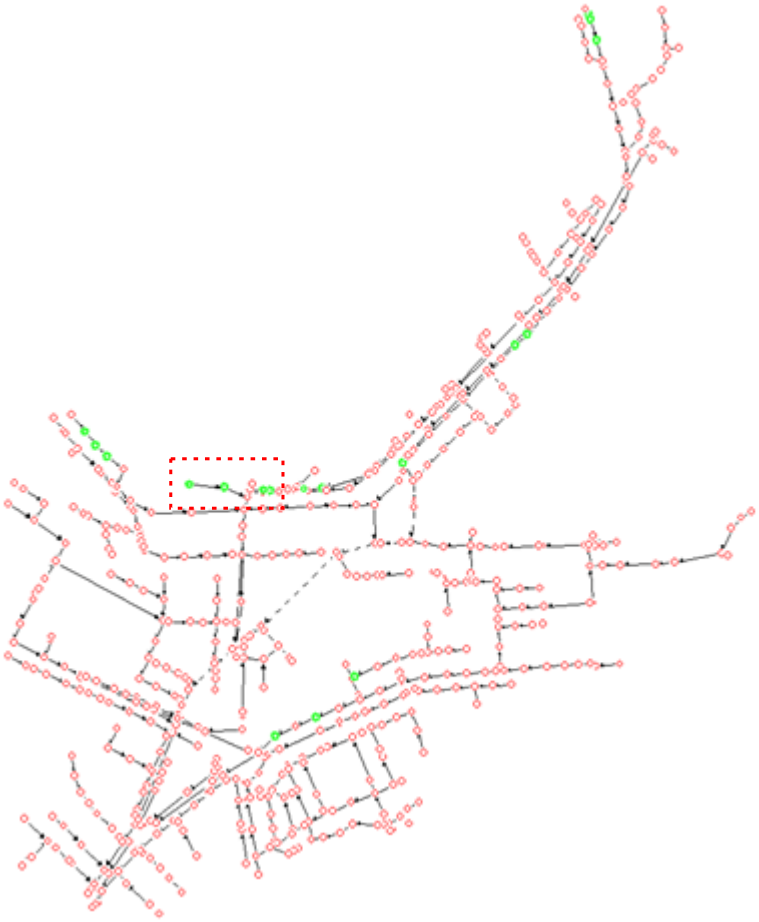


그림 2-1-12 신촌지역 관거 월류 모의 결과

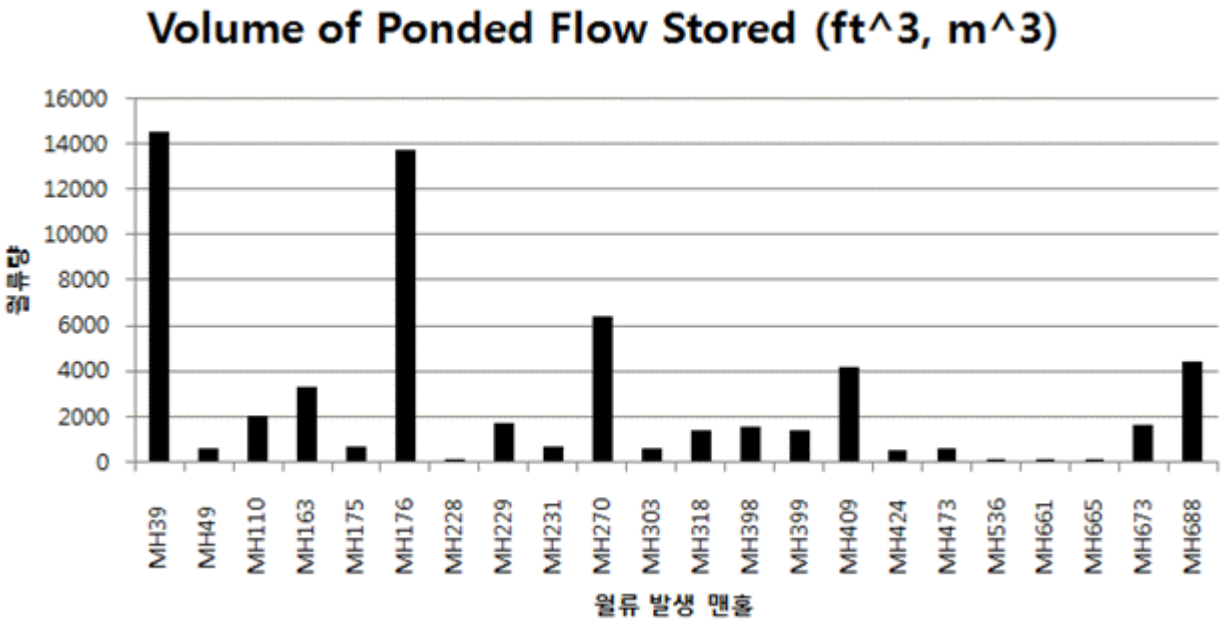


그림 2-1-13 월류 발생 맨홀 월류량

관거모의 결과 주요 월류 맨홀 4곳의 월류량 저감을 위한 시나리오로서 저류지를 설치하는 방안과, 월류 맨홀사이의 관거를 확장하는 방안을 적용하여 월류량 저감효과와 범람해석모형을 통한 내수침수

모의의 적합도를 분석하였다.

표 2-1-4 월류량 저감 시나리오

저감 방안	내용
저류지 설정	◦ 주변 학교 운동장(연세대 야구장, 이화여대 부속초등학교)에 저류지 설치 ◦ 연세대 야구장 (8600㎡), 이화여대 부속초등학교(4000 ㎡)
관거확장	◦ MH688와MH39(좌), MH270와MH409(우)를 연결하는 관거지름 0.6m ◦ MH409 하류 관거지름 0.45m
	◦ 주요 맨홀을 연결하는 관거지름 1m로 확장

◦ 저류지 설치

- 주요 월류 맨홀 주변 관거를 우회하여 저류지에 저류하는 방안
- 4 맨홀에서 총 월류량은 16,293 ㎥ 으로 약 45% 감소

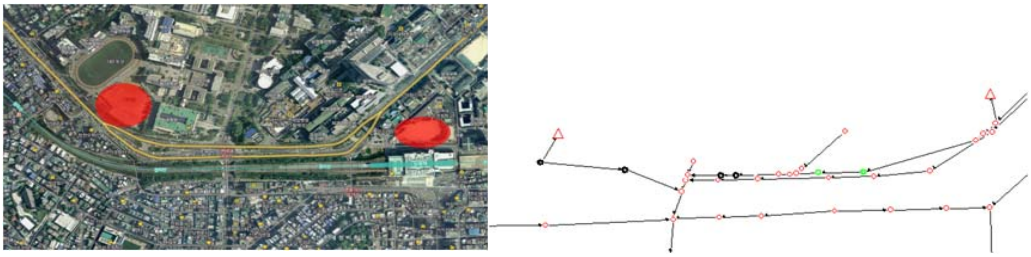


그림 2-1-14 저류지 설정 위치

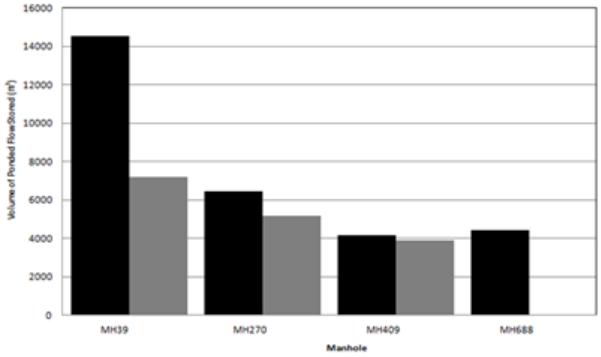


그림 2-1-15 저류지 설치 후 월류량

◦ 관거 확대 시나리오

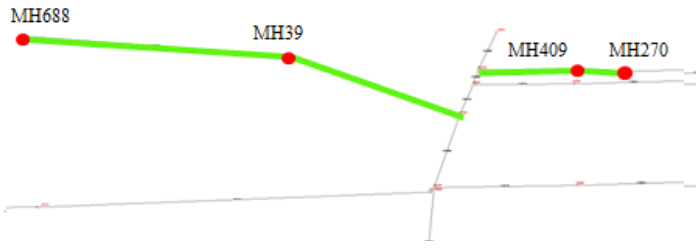


그림 2-1-16 주요 월류 맨홀 및 확대 적용 관거

- 주요 맨홀을 연결하는 관거의 지름을 1 m 로 확장

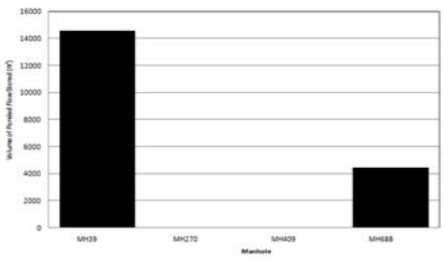


그림 2-1-17 MH270과 MH409 사이 및 하류 관거 확대 월류량

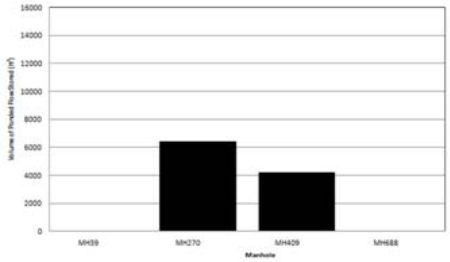


그림 2-1-18 MH688과 MH39 사이 및 하류 관거 확대 월류량

◦ 범람 모형(FLUMEN) 적용

- 범람 모형 FLUMEN 적용을 위한 도로 격자망 구축

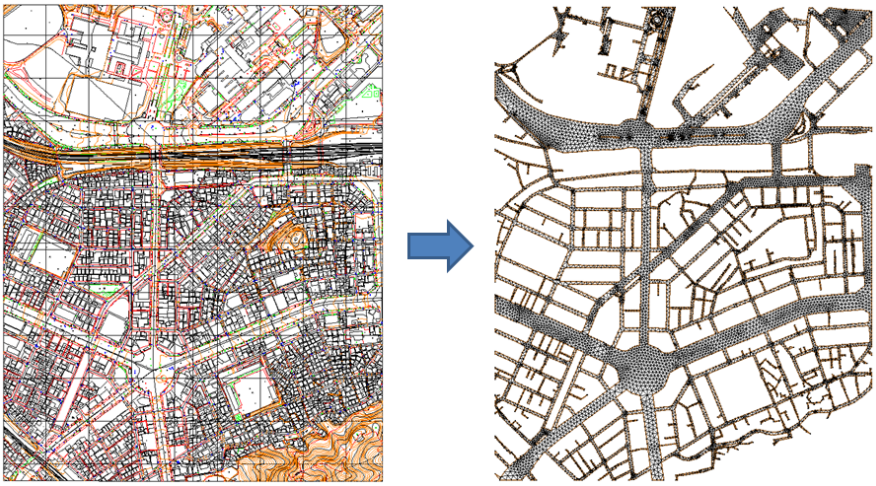


그림 2-1-19 신촌 로터리 도로격자망

- 범람모형 FLUMEN에 적용하기 위해 신촌 로터리 도로 격자망 구축
- 총 Element 수 18939 개, 총 Node 수 13726 개

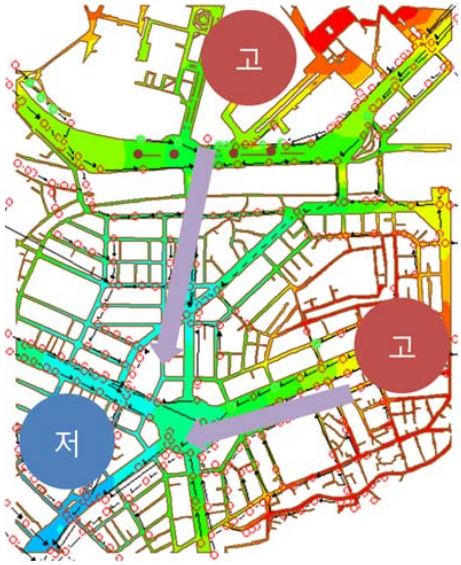
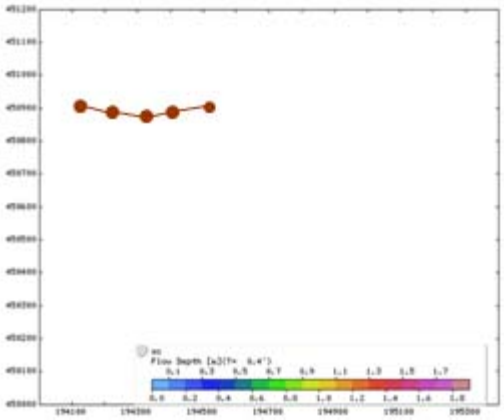


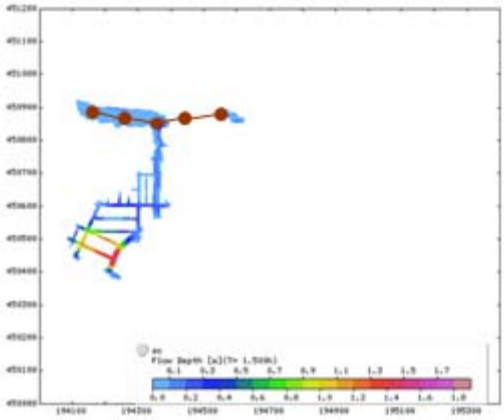
그림 2-1-20 도로 표고 분석

- 구축된 도로망 격자를 통한 도로 표고 분석 결과 월류 맨홀이 있는 북쪽이 상대적으로 높은 표고를 나타내며 낮은 지역으로 우수의 집중이 예상됨

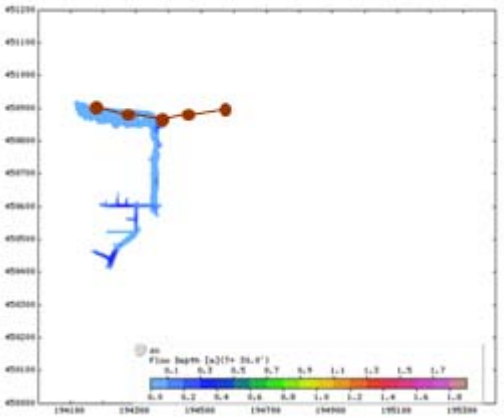
◦ 범람모형 적용 결과



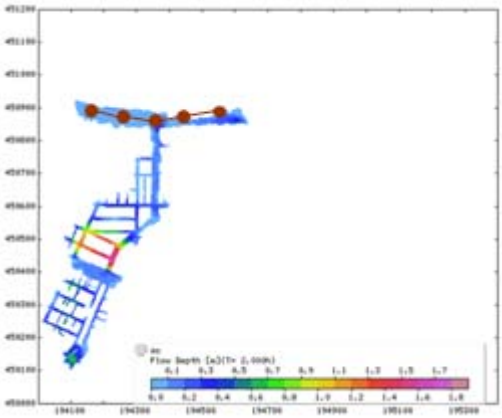
2시 6분 0.927㎥



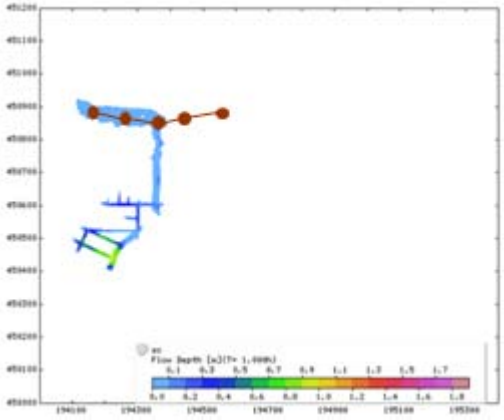
3시 36분 342.925㎥



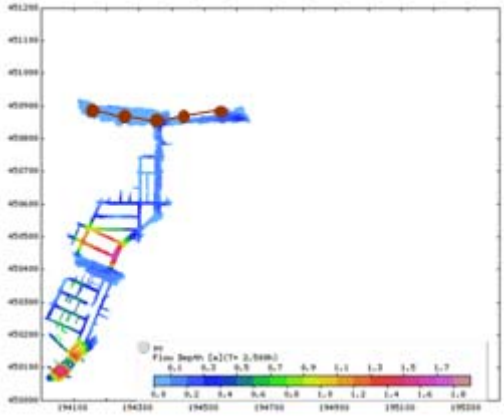
2시 36분 78.228㎥



4시 6분 699.831㎥



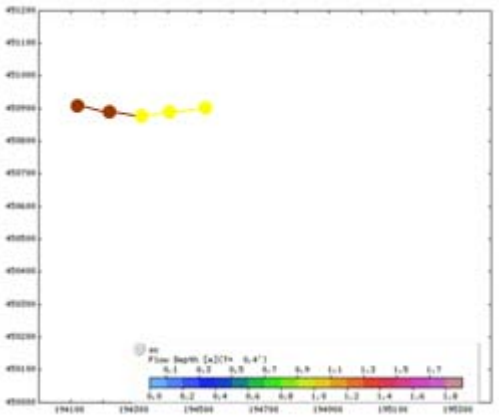
3시 6분 162.469㎥



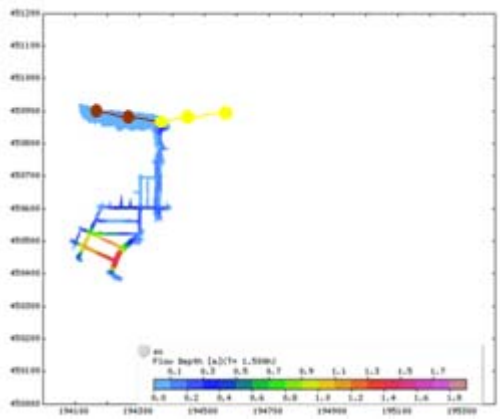
4시 36분 1030.627㎥

그림 2-1-21 4개 맨홀 월류 결과

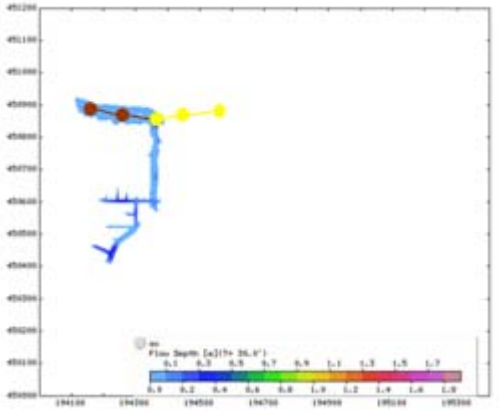
- 범람모형 적용 결과 월류맨홀에서 저지대로 침수가 나타남



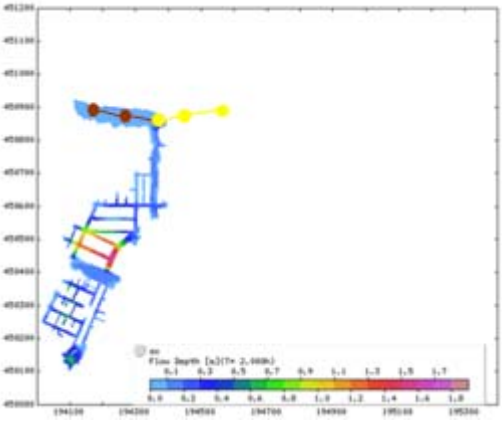
2시 6분 0.927㎡



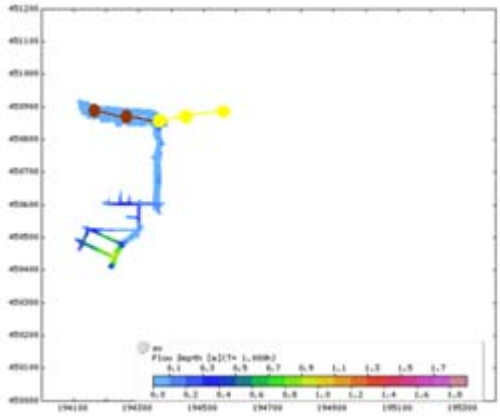
3시 36분 339.247㎡



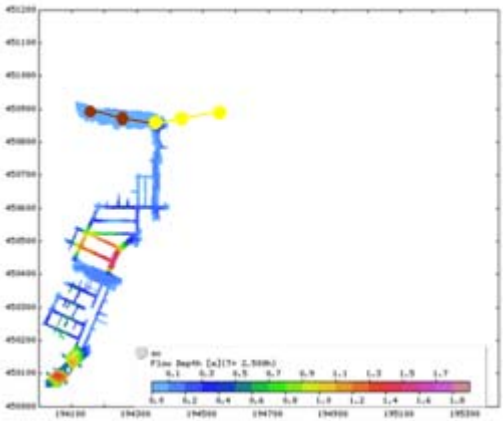
2시 36분 78.228㎡



4시 6분 608.346㎡



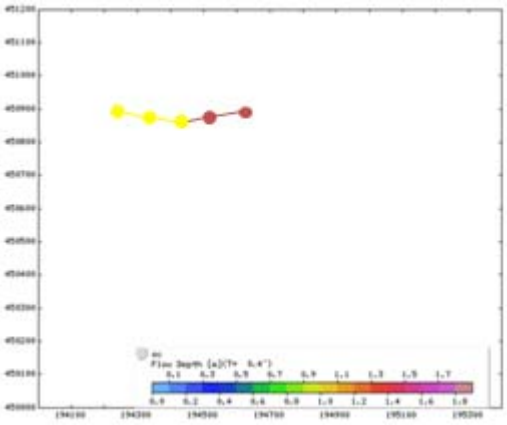
3시 6분 162.469㎡



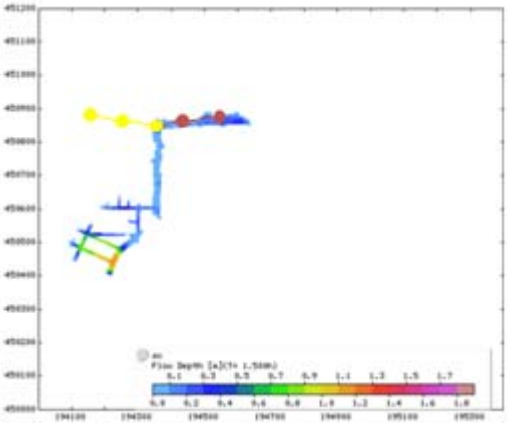
4시 36분 828.182㎡

그림 2-1-22 MH409, 270 연결 관거 확대 결과

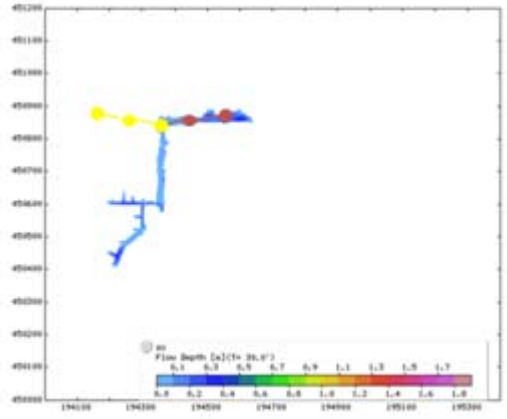
- 관거 확대 시나리오 적용 결과 확대에 의한 월류량 저감으로 인해 침수면적이 작아짐



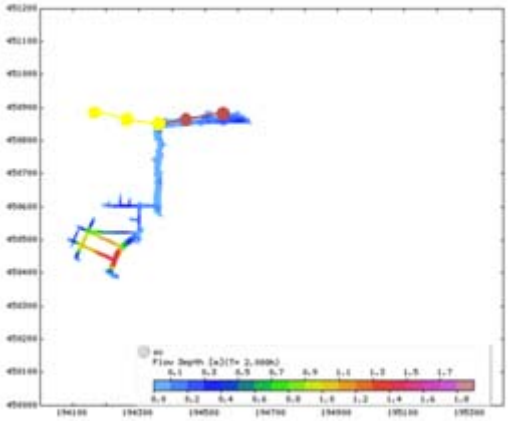
3시 30분 1.144㎡



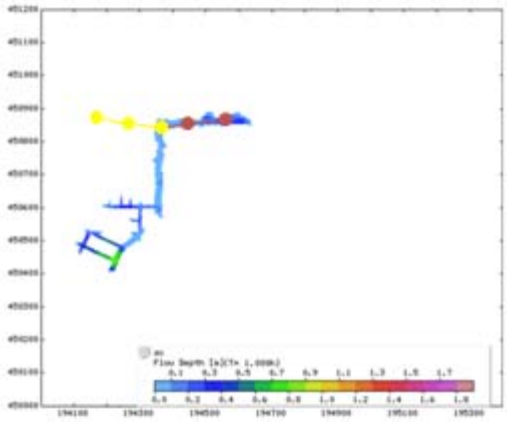
5시 224.775㎡



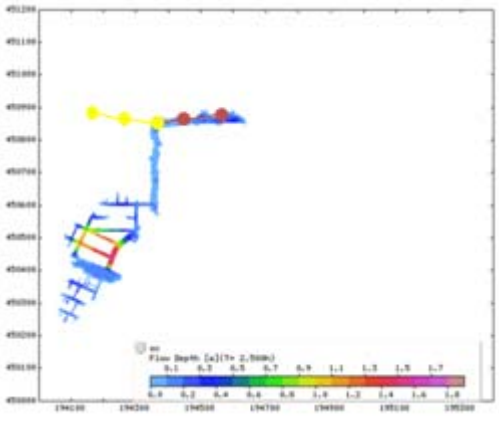
4시 74.741㎡



5시 30분 302.190㎡



4시 30분 149.895㎡



6시 406.590㎡

그림 2-1-23 MH688, 39 연결 관거 확대 결과

- MH409, 270 관거의 경우 월류 발생 시간이 MH688, 39 관거보다 늦게 나타남
- 월류로 인한 침수면적이 많이 줄어든 것을 확인할 수 있음

모의결과를 분석한 결과 신촌지역의 침수원인 및 배수계획의 문제점을 분석하였으며 그 내용은 아래와 같다.

- 배수분구의분할이 유역경계와 일관성이 결여 (행정구역 단위와 혼재)
- 배수시설(유수지, 펌프장)의 규모를 검토함에 있어 명확한 절차와 내외수위의 다양한 설정에 따른 시나리오 분석이 부재
- 관거용량 검토가 국부적인 배수능력의 확장에 그치는 경우가 많아 상하류전반에 걸친 유역단위 배수능력의 종합적검토가 부족
- (침수원인에 대한 전문가 진단시) 배수분구가 서로 다른 유역에 속해있을 경우에도 유역간 관거흐름을 인정
- 배수계획을 특정 지자체가 주도할 경우 상류의 타분구를 고려하지 않은채 계획이 수립되어 수문학적 일관성이 결여됨
- 분석모델을 검증할 수 있는 계측자료가 절대적으로 부족하거나 부재

⇒ 배수계획수립에 있어 유역단위의 종합적이고 체계적인 기준과 절차의 마련이 필요

◦ 내외수연계 도시배수계획수립의 대상항목

- 계획빈도 : 하천, 간선배수망, 지선배수망의 계획빈도기준의 검토결과를 바탕으로 도시지역에서 배수관망의 용량을 증설하기 곤란한 현실적 제약조건을 고려한 최적의 치수대안설정기준을 제시
- 설계기준 : 하수도 시설기준(환경부)과 하천설계기준(국토교통부) 및 우수유출 저감시설의 종류, 구조, 설치 및 유지관리 기준(소방방재청)이 서로 상이한 기준을 제시함으로서 발생되는 혼란을 개선하기 위한 내외수연계 도시배수시설기준(안)을 제시

- 계획강우 : 하천 및 배수관망의 시설계획빈도에 대한 상향조정 필요성에 대한 사회적 공감대는 형성되어 있으나 이를 시행하는데 따른 구조적 제약을 해결하기 위하여 서울시의 경우 '목표강우량' 개념을 제시하고 있는바 이에 대한 학술적 개념 정립을 통하여 보완하여 실무적 혼란을 최소화 할 필요가 있음

- 분석 시나리오 : 도시배수구역은 유역 및 행정구역의 분할에 따라 전체유역이 크고 작은 여러 배수분구로 구성되어 있고, 외수위조건에 따라 자연배수가 가능한 상황에서부터 강제배수만이 가능한 상황까지 다양한 배수조건의 설정이 가능함. 또한 치수시설물로서 유수지, 펌프장, 지하저류시설, 지하방수로 등 다양한 대안이 가능한 바 배수분구, 외수위조건, 치수대안의 조합을 통한 시나리오분석을 통하여 최적의 대안을 탐색하는 표준회된 절차를 제시

나) 2차년도 연구수행 결과

(가) 지형학적, 수문학적, 수리학적 분류에 따른 침수 위험지역 특성인자 개발

- 침수위험지역 지형·수문·수리학적 분류 기준 조사
- 외수의 영향을 고려한 침수위험지역 특성 분류 기준 조사

유출수의 수문·수리학적 측면의 영향요인으로는 침수심, 침수지속시간, 유속, 홍수파, 토사·쓰레기·잡목 등의 수반 정도, 수질오염 정도 등을 들 수 있으며, 강우 및 지형, 토지이용 조건, 배수시설 조건 등의 요인들이 상호작용 하여 우수의 수문·수리학적 특성에 영향을 미쳐 침수피해로 나타난다. 토지이용과의 관계에서 침수피해는 두 가지 측면에서 볼 수 있는데, 유출특성에 영향을 미침으로써 배

수시설에 부담을 주어 침수피해가 발생하는 것과, 피해 가능성을 고려하지 않은 무분별한 개발등으로 인해 배수시설로부터 초과된 유출수가 도로, 주택 등의 침수피해를 일으킬 수 있다.

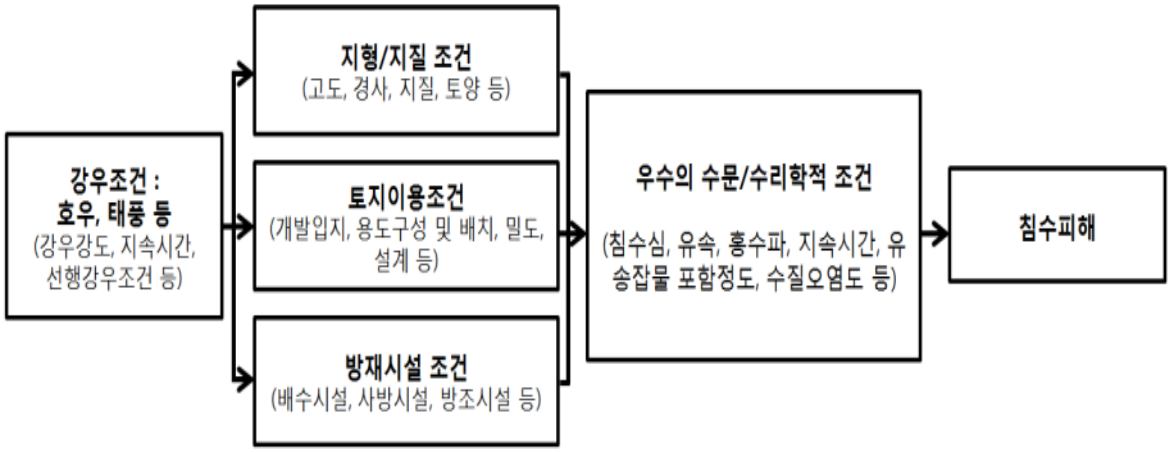


그림 2-1-24 침수피해에 영향을 미치는 다양한 요인
출처 : 토지이용특성과 침수피해지역 간의 관계 연구. 2001. 서울시정개발연구원

재해관점에서 도시는 고밀도 집합체로서 생활의 편리함을 제공하지만 동시에 자연재해뿐 아니라 교통사고, 화재, 가스폭발, 정전 등 많은 위험이 존재한다. 재해의 원인과 형태는 다양하며, 한 번 재해가 발생하면 피해는 크게 확산되어 다수의 사상자 등이 발생하고 광범위한 생활의 불편과 동시기능의 마비가 일어난다. 도시침수피해는 도시지역에서 홍수에 의한 외수범람 또는 하수도와 그밖의 배수시설이 우수를 배제할 수 없어 일어나는 내수범람에 의해 생명, 신체 또는 재산에 미치는 피해로 정의할 수 있다. 기성시가지의 고밀도개발, 도시개발에 따른 불투수면적의 증가, 지하공간과 같은 인위적 창출공간은 침수피해를 가중시키므로 도시침수피해는 인재(人災)적 성격이 강하다.

도시침수피해는 인명 및 재산피해 이외에 아래와 같은 사회·경제·환경적으로 많은 직·간접적 피해를 유발한다.

- 침수로 인해 도시에 거주하는 사람의 생명, 신체 손상은 사회적 기능의 손상이며, 도로, 교량 등 기반시설의 피해는 시설물 손상에 따른 재산피해 이외에 시설물이 복구되기까지 막대한 사회·경제적 피해를 유발함
- 침수는 개인 소유물의 손실, 특히 대체할 수 없는 개인적 가치품의 손실, 수해복구에 따른 추가비용과 스트레스, 홍수재발에 따른 공포 등 사회적, 심리적 피해를 유발함
- 침수는 보험에 충분히 가입하지 못한 사람들에게 수해복구에 따른 재정압박, 기업의 고용손실 혹은 재산피해에 의한 도산, 개인의 재산가치 감소 등 경제적 피해를 유발함
- 침수는 쓰레기 청소 및 소독 문제 등 환경적 피해를 유발하며, 침수로 인한 전기, 가스, 수도 등 라이프라인과 도로, 지하철 등 기반시설의 피해는 도시기능을 마비시키고 사회시스템의 붕괴까지 우려됨

매년 피해가 반복되고 있는 도시 내 상습수해지구는 전국적으로 719개소이며(2003년 12월 기준), 이중 해소대책을 추진하고자 재해위험지구로 지정한 곳은 164개소(추진 153, 해소 11)이다. 국립방재연구소의 연구(2006)에 의하면, 이들 도시 내 상습수해지구의 피해원인은 내수침수가 524개소로 전체의 73%를 차지하며, 나머지는 외수로 인한 침수피해이다. 내수침수의 원인을 구체적으로 보면, 지형적인 저지대 문제(22%), 배수능력 부족(14%), 하천의 수위상승으로 인한 배수불량(14%), 하수역류 노면배수(13%), 하수관거 용량부족(11%) 등이며, 외수침수의 원인은 홍수위보다 낮은 제방고로 인한 하천범람(74%), 미정비하천에서 발생하는 하천범람(12%) 등 해안보다는 하천에서 발생하는 피해가 대부분으로

나타났다.

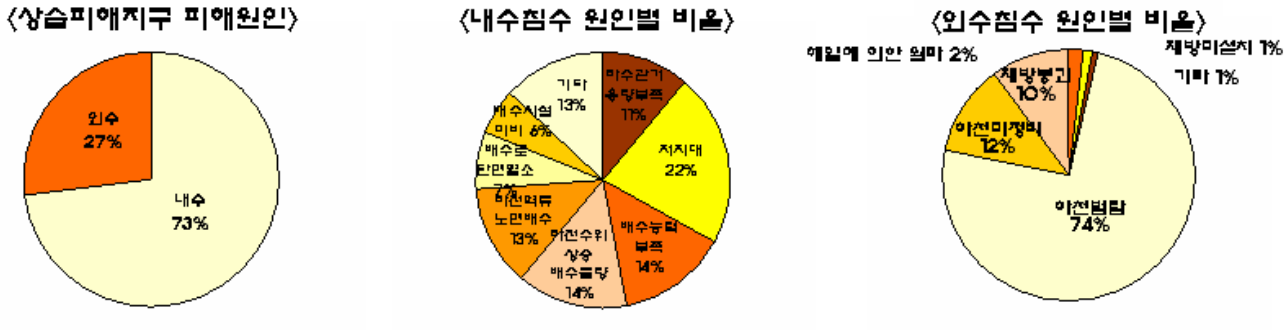


그림 2-1-25 전국 상습수해지구 현황과 대책

출처 : 전국 상습수해지구 현황과 대책. 2006. 국립방재연구소

근래 극심한 기상변화로 인해 재해가 점차 대형화, 다양화되고 있으며 국지성 집중호우로 인한 이상홍수와 더불어 도시화에 따른 도시홍수의 피해가 급증하고 있다. 특히, 도시지역은 도시화로 인한 불투수 면적의 증가, 지하공간의 활용 증대 등으로 기후변화에 따른 재해 피해를 더욱 가중시키고 있다.

우리나라는 연평균 강수량이 세계평균보다도 약 30% 가량 많으며 위치적으로 3면이 바다로 둘러있어 기후학적 여건으로 볼 때 6 ~ 9월까지의 강수량이 연평균 강수량의 약 2/3가 집중되어 내리는 특성을 갖고 있다. 이로 인하여 최근 여름철에는 국지적인 집중호우 등으로 인해 홍수재해가 빈번히 발생하고 있으며, 지리적 여건으로 볼 때 동고서저의 지형적인 특성과 하천의 높은 하상계수로 인해 홍수에 의한 재해피해가 발생하는 추세이다. 이러한 우리나라에서 자연재해로 인한 피해는 급격히 상승하고 있으며 대부분의 피해발생이 주택을 포함한 공공시설물과 농작물과에 의한 피해 등으로 구성되고 있다.

최근 2010년 9월 서울 등 수도권을 중심으로 하수관거와 같은 도시배수시설의 설계 용량을 초과하는 집중호우로 많은 주택이 침수되었다. 침수피해의 1차적인 원인은 하수관거에서의 설계빈도를 초과하는 집중호우이지만, 지표면이 대부분 포장된 불투수 면적으로 인해 강우 시 발생 우수를 저류 및 침투시키는 시스템이 미흡한 것도 피해를 가중시킨 주요 원인이 되고 있다.

침수는 자연 환경적 요인 및 인공적 요인의 복잡한 작용 등 다양한 범위와 과정에 의해서 발생하며 이러한 요인들은 지역적 특성, 강우발생 형태, 하천의 홍수위, 지하수 등과 밀접한 관계를 지니고 하수관거 등 배수시설물 문제, 개발에 따른 지표면 유출량 증가, 하천의 형상변화 등이 주요 원인이 될 수 있다. 따라서 기후변화에 따른 집중강우 양상에 따른 침수피해 위험 증가 요인들에 대한 정확한 현황파악을 시행하여 침수피해를 저감하기 위한 시설 도입 및 기준 등을 정립하기 위해 위험요인을 분석·관리하는 개발을 수행·구축하는 것이 중요하다.

도시지역에서의 대표적인 배수시설은 하수도와 하천 등을 들 수 있으며, 이 중 오수와 우수를 유출·처리하기 위하여 설치되는 하수관거, 배수설비, 빗물펌프시설, 우수유출저감시설, 공공하수처리시설 등을 총체적으로 지칭하는 하수도가 제내지 측인 시가지 도심지역의 대표적인 배수체계라 할 수 있다.

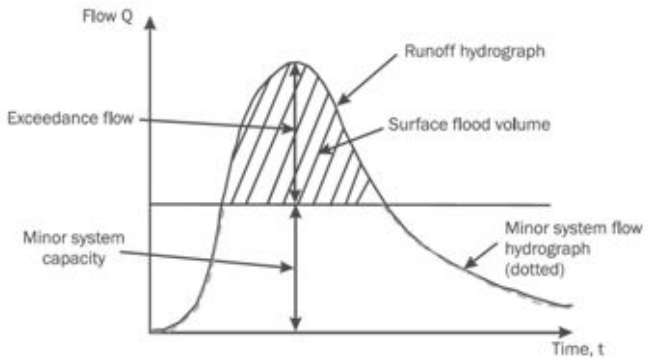


그림 2-1-26 도시지역 유출의 특성

도시의 건물 침수피해 특성을 살펴보면, 건물의 침수피해는 파손보다는 대부분 침수에 의한 피해이며, 피해액으로 통계상 집계되지 않는 연평균 건물 침수는 약 3만 8천 동으로, 이는 연평균 신규 건물 허가 동수 13만 3천 동의 약 30%에 해당한다(최근 10년(’96～’05년)간 연평균 건물 침수피해는 약 4만 동(침수: 약 3만 8천 동, 파손: 약 2천 동)). 도시규모별 건물 침수피해는 시급도시 이상이 군급 도시에 비해 약 6배 많이 발생하였다. 최근 10년(’96～’05년)간 도시규모별 침수피해 비중을 보면, 특별·광역시 47%, 시급도시 40%, 군급 도시 13%로 시급 도시 이상이 87%이다. 또한, 특별·광역시는 침수 99%, 파손 1%, 시급도시는 침수 92%, 파손 8%, 군급 도시는 침수 83%, 파손 17%로, 도시규모가 클수록 침수가 파손보다 높은 비중을 차지하고 있다. 한편, 침수로 인한 도시지역의 건물 유형을 보면, 서울특별시의 경우 대부분의 건물 침수피해가 단독 지하주택에서 발생하고 있다. ’98, ’01, ’03년의 3년간 서울시 수해건물 중 주택(단독, 다가구, 연립, 아파트)이 76%, 공장·상가가 24%를 차지하고 있으며, 수해주택 중 단독주택이 86%(약 4만 5600동)를 차지하고, 이 가운데 지하주택은 약 72%(약 3만 6500동)로 나타났다. 또한, 침수피해가 발생한 주택의 규모를 보면, 80㎡(24평) 이하 80%, 60㎡(18평) 이하 50.9%, 40㎡(12평) 이하 16.1% 등 대부분 소규모 주택에서 침수피해가 많이 발생하였다. 서울시 침수흔적도에서 보는 바와 같이, 침수주택은 대부분 하천변 저지대에 위치하고 있다.

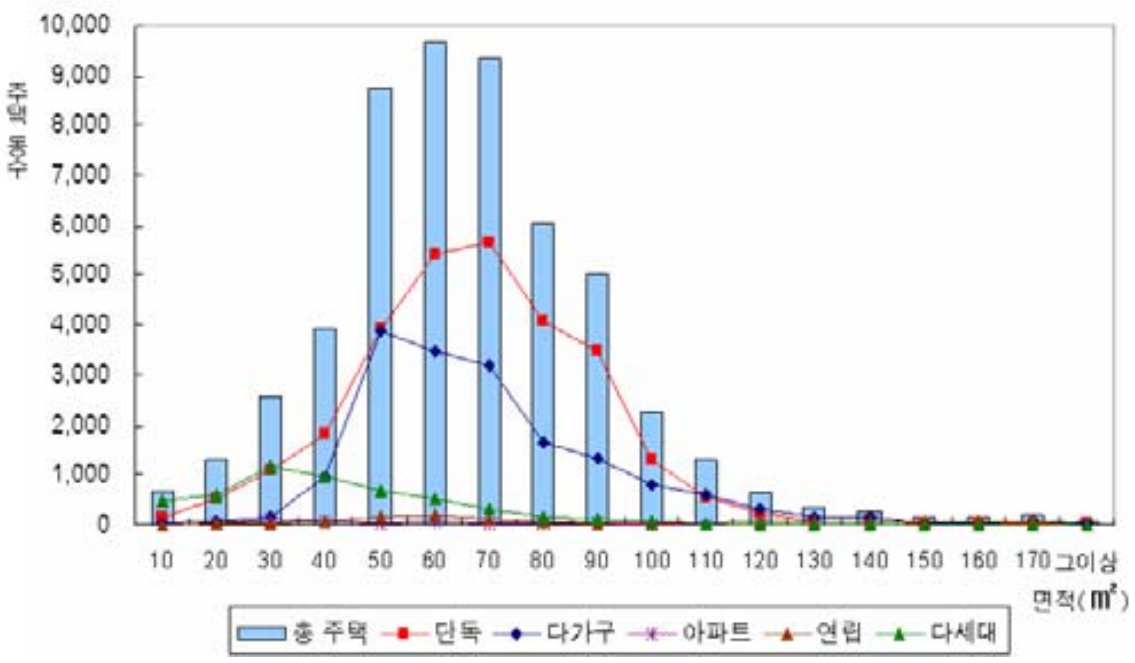


그림 2-1-27 수해주택의 면적별 분포 현황

출처 : 서울시 풍수해보험 적용방안 연구. 2007. 서울시정개발연구원

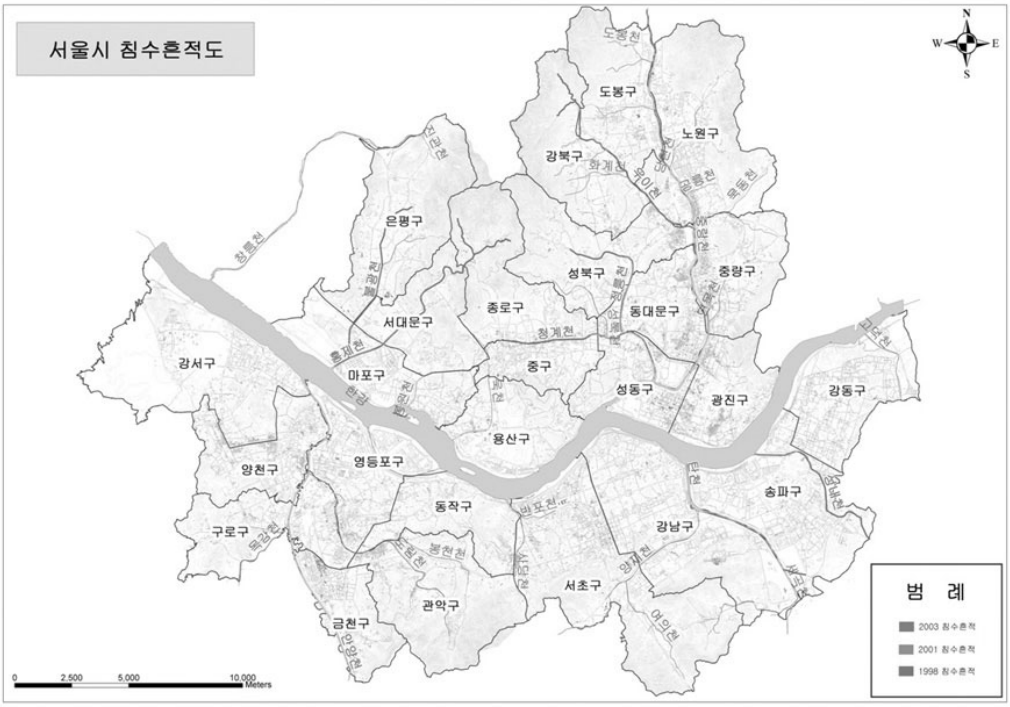


그림 2-1-28 수해주택의 면적별 분포 현황

출처 : 극한강우시 침수예상지역 대피계획 수립. 2004. 서울특별시

도시 시가지 내의 침수피해발생의 형태 및 침수 양상 등은 복합적으로 세부적 원인을 단정하기는 쉽지 않으나 가장 큰 원인은 집중강우 시 하수도 시설물 배수체계에서의 통수능력 문제, 제내지에서의 상대적인 저지대 지역의 배수불량, 도시 개발에 따른 불투수면 증가 등을 들 수 있다.

기상적 측면을 살펴보면 시가지 내 침수발생 유발의 직접적 원인은 매년 7월~9월 사이 여름철에 반복적으로 일어나고 있는 태풍 등의 발생에 따른 집중강우에 있다. 이러한 강우의 양상을 수리·수문학적으로 분석을 시행함으로서 치수 상의 사전적 방재 대책을 수립하는데 유용한 기초 자료가 될 수 있다. 도시 시가지 침수는 발생해당지역의 하수관거 등에서의 우수배수능력을 초과하는 강우에 있으며, 또한 하천의 수위가 상승하여 저지대 지역에서의 배수 불능으로 침수가 되는 경우가 많다. 이러한 원인은 우리나라의 연간 강우 유형과 밀접한 관계가 있으며 연평균 강우량은 지역적 차이는 있으나 평균적으로 1,300㎜ 정도이고 이 중 60~70%에 상당하는 강우가 여름철에 집중적으로 내리고 있다.

지형적 측면을 살펴보면 기존 시가지 중 표고가 낮은 저지대에서의 침수가 빈번하게 발생하고 있다. 전국적인 침수발생의 원인에 대한 국토연구원 등의 통계자료를 보면 피해가 반복되고 있는 도시 시가지 내 상습 침수지역은 719개소로서 침수(재해)위험지구로 164개소로 분류하고 있으며, 해당 지자체 및 국가적 차원으로 위험지구에 대한 면밀한 조사가 이루어지고 있다. 이 중 전체의 73% 정도가 내수침수 지역 대상이 되며 주요 내수침수 원인으로는 지형적인 저지대 문제, 배수능력 문제, 하천의 수위상승으로 인한 배수불량, 하수역류 노면배수, 하수관거 용량부족 등으로 분류되고 있다.

도시화 측면에 있어 전국적으로 급속한 개발에 따른 도시집중화에 따른 불투수층의 증가에 따라 치수관리상 많은 문제점을 가지게 된다. 자연 상태의 산림이나 농지 등의 녹지는 보수, 유수 능력이 상당하여 우수를 침투시키거나 체류시켜 시간을 두고 천천히 우수를 유출시키는 기능을 가지고 있다. 그러나 도시화가 진행되면서 녹지의 축소와 아울러 불투수성 면의 증가와 우수배수시설의 정비 등으로 우수가 일시에 유출되어 보수, 유수 기증이 현저히 저하하게 된다. 그 결과 대상 유역에서 일시에 유출되는 우수는 하천 하류부에서 수위가 상승되어 시가지에서 배수되는 우수를 막게 되어 내수침수가 발생하게 된다.

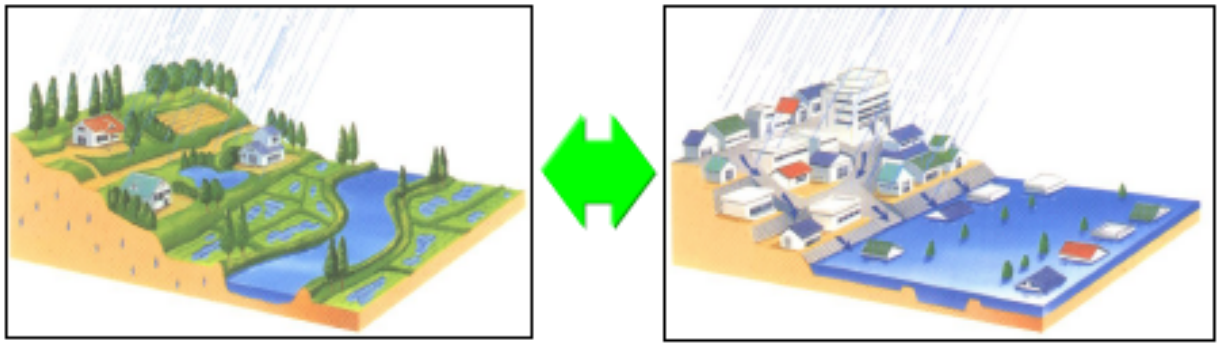


그림 2-1-29 토지이용 변화에 따른 침수발생 개념도
출처 : 침수대응 하수도 시뮬레이션 가이드라인 마련 연구. 2011. 환경부

침수심(Flood Depth)은 강우 및 홍수량에 따른 침수피해의 정도에 영향을 미치는 가장 명확한 요소로서 적은 양의 강우라 할지라도 저지대 및 지하공간 등에서 상대적으로 큰 피해가 발생 할 수 있다. 유속(Flood Velocity)은 지표면의 경사, 불투수 포장 여부 등에 영행을 받게 되며 동일한 경사라 하더라도 도로, 주차공간 등의 표면에서는 유속이 빨라지며 이로 인한 건물 유실이나 붕괴 등이 발생 할 수 있다.

이러한 반복적으로 일어나고 있는 침수피해를 방지하기 위해서는 침수발생을 일으키는 위험증가요인들에 대한 원인 현황을 파악하여 피해를 저감시키기 위한 시설 도입 및 기준 등을 정립하는 것이 반드시 필요하다. 우리나라는 침수피해 원인에 있어 크게 수문·기상학적(자연적) 요인, 구조물적(시설적)요인, 비구조물적(사회적) 요인으로 몇몇 문헌 및 연구동향에서 제시하고 있으며, 각 요인별 세부 발생원인을 정리하면 다음의 표와 같다.

표 2-1-5 도림천 배수분구별 불투수율 분석

구분	발생원인	비고
지형	· 저지대 - 노면수 저지대 유입 및 하수역류	
배수시설	· 하수관거 - 용량부족, 경사 불량, 관경 축소 및 통수 불량, 관거 노후화 및 균열 · 펌프장 등 수방시설 - 펌프장 미설치 도는 용량 부족, 펌프장 고장	
외수	· 외수유입 - 하천 수위 상승에 따른 월류, 제방 붕괴, 수문 미설치 또는 고장	
국지성 집중호우	· 국지성 집중호우 - 국지성 집중호우에 따른 침수	
기타	· 산사태, 축대 붕괴 등에 따른 우수 유입 · 공사장 배수 불량 · 빗물받이 유지관리 불량	

출처 : 서울시 상습침수지역 설정기준 및 관리방안 연구. 2006. 서울특별시

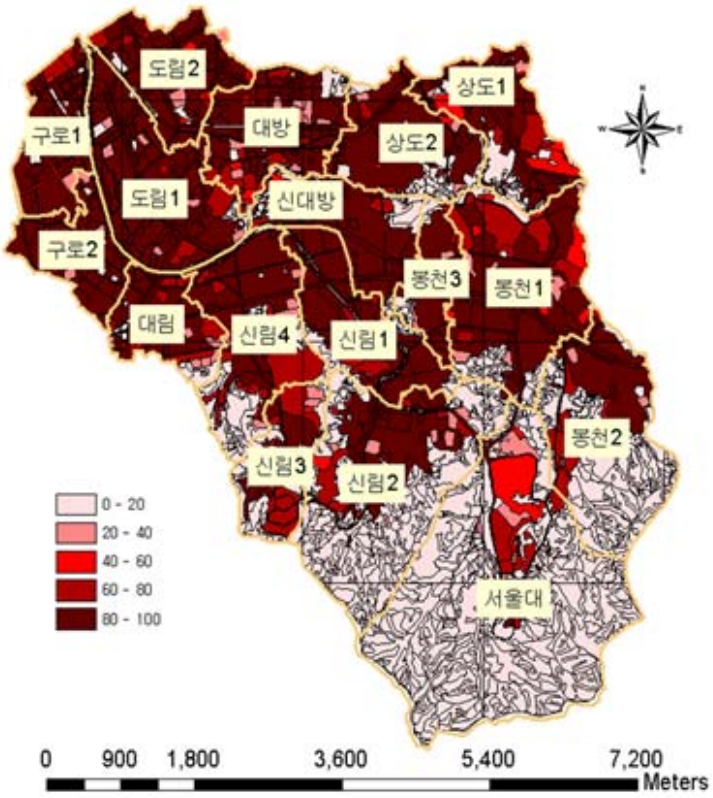
반복적으로 침수피해가 발생하는 지역으로서, 서울시 34개 상습침수지역에 대해 입지, 토지이용, 배수시설 등의 특성을 분석하고 유형화한 연구결과가 있으며, 상습침수지역은 전체 평균적인 특성에 비해 경사도가 작고, 시가화면적 비율과 평균불투수비율이 높으며, 단독주택지 비율이 높고, 녹지 및 오픈스페이스 비율이 상대적으로 매우 작게 나타나며, 이러한 특성들은 동일한 강우조건에서 유출특성을 불리하게 결정짓는 조건에 해당한다.

표 2-1-6 서울시 34개 상습침수지역 특성

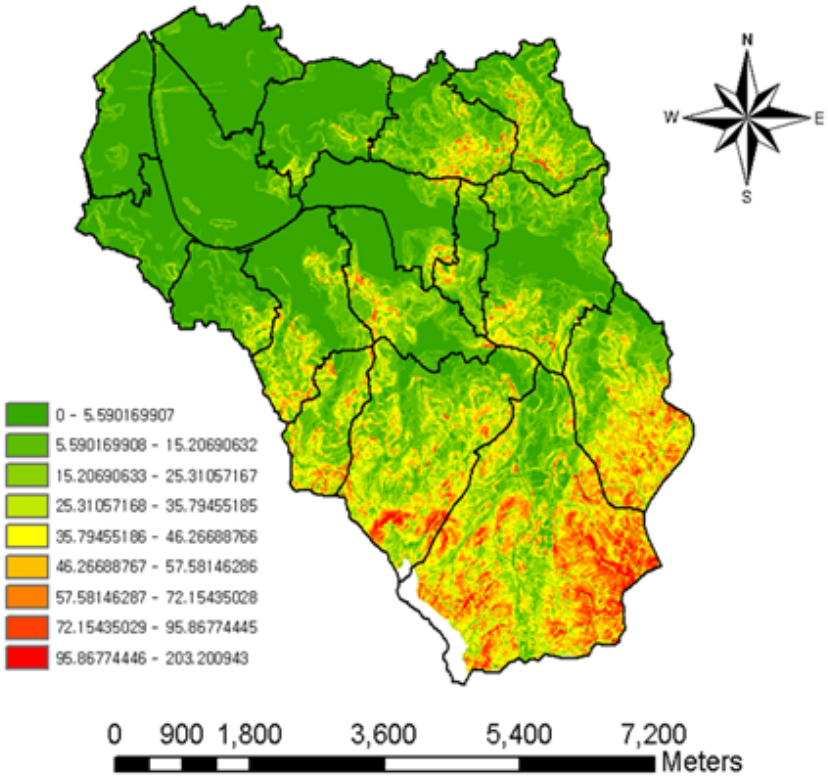
구분	변수	서울 전체 평균	34개 상습침수지역				
			평균값	최대값	최소값	분산	변동계수
지형·입지	표고(m)	62.1	25.8	45.9	10.0	90.58	36.89
	하천계획홍수위 이하 지역 비율(%)	18.1	14.7	100.0	0.0	797.97	192.09
	하천하상고 이하 지역 비율(%)	2.9	3.5	72.0	0.0	195.65	399.64
	경사(%)	6.3	1.9	8.2	0.0	3.81	103.62
	지형습윤지수(TWI)	11.2	14.1	16.8	9.2	5.56	16.73
토지피복	유출곡선지수(CN)	80.2	94.4	98.0	82.3	16.24	4.27
	평균불투수율(%)	47.7	87.8	100.0	52.5	91.42	10.89
	시가화면적 비율(%)	59.1	97.1	100.0	71.0	38.80	6.41
	시가화면적대비 건폐면적률(%)	28.0	33.4	48.2	14.0	93.06	28.90
토지이용	단독주택지 비율(%)	8.5	25.9	96.8	0.0	1127.50	129.60
	공동주택지 비율(%)	11.0	5.9	56.9	0.0	147.42	207.02
	주거상업혼합용도지 비율(%)	12.8	27.3	74.8	0.0	650.19	93.54
	상업업무지 비율(%)	5.9	14.4	67.5	0.0	305.13	121.66
	공공용도 비율(%)	5.4	5.7	52.0	0.0	94.41	169.43
	교통시설지 비율(%)	10.9	15.5	46.0	0.0	118.23	70.35
	녹지 및 오픈스페이스 비율(%)	30.9	2.2	19.8	0.0	19.83	202.84
	하천호소 비율(%)	8.1	0.1	2.3	0.0	0.17	419.26
	시가화면적 대비 건축물 지하연면적 비율(%)	-	34.3	142.7	1.0	583.01	70.34
배수시설	시가화면적(㎡) 대비 하수관거연장(m) 비율	2.9	4.2	6.0	2.0	0.71	20.09
	하수관거연장 대비 통수능 부족관거비율(%)	6.3	10.4	52.0	0.0	78.92	85.08

출처 : 토지이용특성과 침수피해지역 간의 관계 연구. 2001. 서울시정개발연구원

시범유역인 도림천 유역의 토지이용에 따른 침수피해 특성분석을 위해 도림천 배수분구별 불투수율과 경사도를 분석 한 결과 도림천 유역의 전체 면적은 40.62 ㎢이며, 평균 불투수율은 65.9%로 나타났다. 불투수율이 가장 높은 지역은 최 하류의 도림 2 배수분구였으며, 상류인 관악산으로부터 하류로 갈수록 불투수율이 증가하는 것으로 나타났다. 경사도를 분석하여 보았을 때 상류로부터 하류로 갈수록 완만한 경사를 나타내었으며, 서울대 배수분구가 가장 경사가 급했고, 도림 2 배수분구가 가장 완만한 것으로 나타났다. 이는 산업발달로 용수의 공급이 용이하고 지형이 완만한 하류지역에 인구가 밀집하여 개발이 진행됨에 따른 결과인 것으로 보인다.



불투수율



경사도

그림 2-1-30 도림천 유역 토지이용 특성

표 2-1-7 도림천 유역 배수구역별 불투수율

배수분구명	총 면적(㎡)	불투수 면적(㎡)	불투수율(%)
구로1	1411693.15	1183670.67	83.85
구로2	1271455.90	1092866.65	85.95
대림	1250545.21	909265.68	72.71
대방	2020297.14	1604262.45	79.41
도림1	2706253.74	2381420.30	88.00
도림2	1713070.23	1524622.50	89.00
봉천1	3304498.10	2463068.18	74.54
봉천2	3094013.43	1006151.12	32.52
봉천3	854273.02	647684.80	75.82
상도1	1904468.06	1321099.74	69.37
상도2	1942038.76	1470998.14	75.75
서울대	7190962.77	595051.34	8.27
신대방	1740108.11	1195897.94	68.73
신림1	1979701.96	1538866.83	77.73
신림2	4327832.78	1314963.78	30.38
신림3	1356508.56	640869.83	47.24
신림4	2549209.29	1586481.47	62.23

표 2-1-8 도림천 유역 배수구역별 경사도

배수분구명	MIN	MAX	MEAN	STD
구로1	0.00	36.44	2.85	4.60
구로2	0.00	48.54	3.90	5.39
대림	0.00	73.85	8.41	10.27
대방	0.00	78.28	5.67	8.31
도림1	0.00	49.78	2.03	4.92
도림2	0.00	27.95	1.94	3.57
봉천1	0.00	118.45	14.22	13.56
봉천2	0.00	144.41	31.43	19.88
봉천3	0.00	86.48	14.70	13.30
상도1	0.00	167.98	16.68	15.00
상도2	0.00	108.54	17.74	15.42
서울대	0.00	203.20	41.91	22.90
신대방	0.00	90.23	6.90	12.05
신림1	0.00	122.33	13.39	14.89
신림2	0.00	150.35	28.46	19.08
신림3	0.00	98.19	27.65	17.07
신림4	0.00	93.83	13.76	15.35

표 2-1-9 도림천 유역 배수구역별 표고분석

배수분구명	MIN	MAX	MEAN	STD
구로1	5	30	16.05	3.19

구로2	10	40	19.72	5.23
대림	15	90	33.79	15.04
대방	15	60	24.11	7.08
도림1	10	55	15.68	3.76
도림2	10	39	15.32	4.46
봉천1	30	155	63.12	28.13
봉천2	45	410	166.78	99.63
봉천3	25	116	49.52	21.44
상도1	30	155	74.86	27.27
상도2	22	180	62.13	33.61
서울대	55	630	259.10	124.23
신대방	15	115	29.57	15.48
신림1	19	145	47.98	25.03
신림2	41	415	154.15	90.34
신림3	30	216	96.70	37.48
신림4	15	165	46.42	31.76

(나) 비구조적 측면(펌프장 운영 시나리오 등)을 고려한 침수원인 분석 및 기존 내수배제계획의 문제점 분석

- 침수원인 분석을 위한 비구조적 특성 조사

펌프는 가능한 최고 효율점 부근에서 운전되도록 대수 및 용량을 결정하며, 펌프의 설치대수는 2대 이상 10대 이하를 표준으로 한다. 빗물펌프장의 실양정은 실제적 정운전 효율의 유지와 최악의 저건에서도 계획유량의 80~90% 의 토출가능한 점을 감안ㅇ하여 본 계획홍수위(계획최고홍수위)와 펌프 최저가동수위와의 차에서 70~80%를 채택한다. 배수펌프의 운전은 제내지의 허용 침수 수위보다 낮은 수위에서 운전개시 되어야 하며, 운전개시수위 및 우수유입에 따른 정확한 단계별 펌프가동 수위는 설치완료 후 현장 운전과정에서 확정 운영되어야 한다.

실양정 = (계획 최고수위 - 최저흡입수위) × 70~80%

표 2-1-10 빗물펌프장 설계빈도 설정기준

자연배수조건	한강연안	지류연안	비고
계획홍수위 이상	펌프장 불필요	펌프장 불필요	
계획홍수위 미만 ~ 위험홍수위 이상	2년	5년	
계획홍수위 미만 ~ 위험홍수위 이상	5년	10년	
계획홍수위 미만 ~ 위험홍수위 이상	10년	20년	
지정홍수위 미만	20년	30년	

출처: 강남지역 2001 수해원인분석에 따른 펌프장분야 기본설계. 2003. 서울특별시

표 2-1-11 신림2빗물펌프장 수문설비 운전조건

수문설비 운전조건					
펌프장	수문	외수위	조건	수문 상태	개방 순서
신림2빗물펌프장	방류 수문	13.70 (도림천)	≥	개	②
			≤	폐	
	유입 수문	13.70 (도림천)	≥	폐	①
			≤	개	

출처: 신림2빗물펌프장 빗물펌프장 시설용량증대 기본 및 실시설계 보고서. 2012. 서울특별시

(다) 기후변화 및 지역별 침수피해 특성을 반영하고 내외수를 연계한 내배수시설의 설계수문량 추정 기법 개발

- 대상구간 내수배제 시설별 홍수량 산정을 위한 기초 조사
- 대상구간 내수배제 시설별 설계 특성 분석

도림천은 본 연구의 테스트베드 유역으로 관악산에서 발원하여 북서측으로 유하하여 저류인 대방천, 봉천천이 차례로 합류되어 안양천 우안 측에 합류되는 도시하천이다. 보라매공원-관악산 호수공원 총연장 6.7㎞ 구간으로 반복개(관악교-봉림교 0.9㎞). 양안 반복개(봉림교-삼성교 4.4㎞), 복개(삼성교-서울대학교 정문 0.5㎞), 산지부(서울대학교 상류 0.9㎞)의 4구간으로 이뤄져 있으며 관악산 계곡의 물줄기가 신도림동까지 이어져 구로구, 양천구, 영등포구 세 구가 인접해 있는 신정교 아래에서 안양천 물줄기와 합쳐진다. 도림천은 안양천에 합류하기까지 7.2㎞이며, 한강의 제 2지류이며, 신림역 부근에서 대림역 부근까지는 복개하여 서울지하철 2호선의 고가가 지나고 있으며, 도림천역을 지나 약 250m 후에 안양천으로 유입된다.

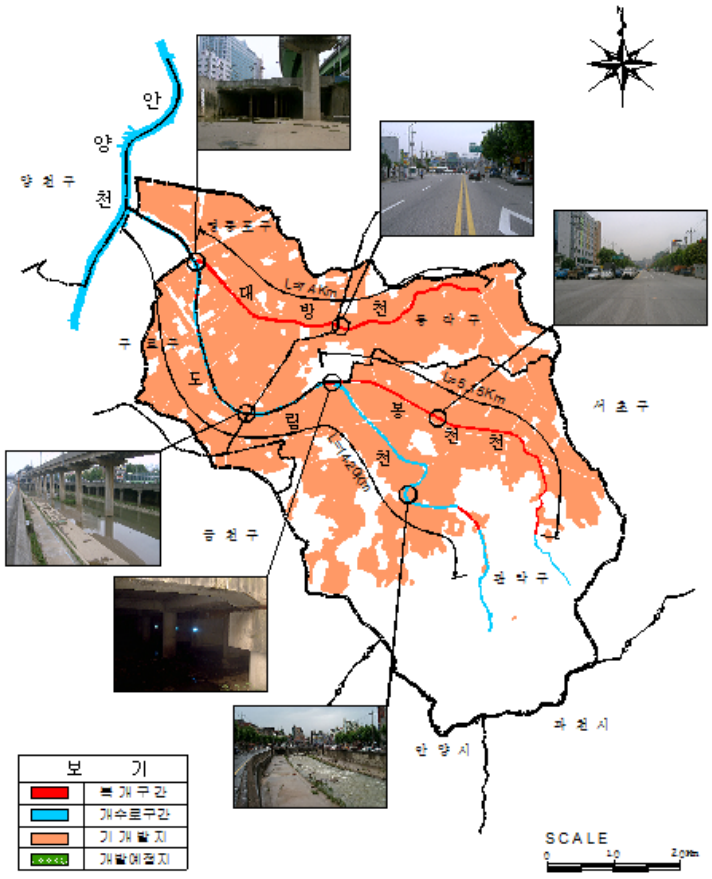


그림 2-1-31 신림빗물펌프장 방류구 단면도
(목감천 방수로 및 도림천 지하방수로 건설사업, 2005)



그림 2-1-32 도림천, 안양천 합류지점
(현장답사)



그림 2-1-33 도림천, 안양천 위치 지도 (현장답사)





그림 2-1-34 도림천역지점 교각 목자판 수위계 (현장답사)



그림 2-1-35 도림천역지점 문래 빗물펌프장 전경 (현장답사)





그림 2-1-36 안양천합류부직전 서부간선도로 횡단교량 (현장답사)

대상유역인 도림천 유역의 수계구성 및 유역면적, 유로연장, 하천연장 등의 상세 내용은 아래의 표와 같다.

표 2-1-12 도림천 유역의 수계 구성

본류	제 1지류	제 2지류	제 3지류	하천 등급	위치						
					기점			종점			
					시·도	시·군·구	읍·면·동	시·도	시·군·구	읍·면·동	합류점
한강	안양천	도림천		지방	서울	관악	신림	신림	서울	문래	안양천
			봉천천	지방	서울	관악	용천	봉천	서울	신림	도림천
			대방천	지방	서울	동작	상포	상도	서울	도림	도림천

표 2-1-13 도림천 유역의 상세 수계 구성

수계	위치		유역면적 (km^2)	유로연장 (km)	하천연장 (km)
도림천	시점	서울시 관악구 신림동 808-126번지선	41.93 (49.24)	14.20 (14.20)	14.20 (14.20)
	종점	서울시 영등포구 문래동 안양천 합류점			
봉천천	시점	서울시 관악구 봉천동 산239번지선	9.34	5.15	5.15
	종점	서울시 관악구 신림동 도림천 합류점			
대방천	시점	서울시 동작구 상도동 4,211,288,722 번지선	8.32	7.40	7.40
	종점	서울시 영등포구 도림동 도림천 합류점			

표 2-1-14 도림천 유역면적 및 유로연장

하천명	지점	유역면적 A(km^2)	유로연장 L(km)	평균 폭 A/L (km)	형상계수 A/L^2
도림천	도림천 하구	41.93	14.20	2.95	0.21
	대방천 합류후	40.31	12.95	3.11	0.24
	대방천 하류전	32.92	12.94	2.54	0.20
	대림역 지점	30.55	11.17	2.74	0.24
	지류 1 합류후	28.15	10.05	2.80	0.28
	지류 1 합류전	23.72	10.04	2.36	0.24
	봉천천 합류후	21.98	8.32	2.64	0.32
	봉천천 합류전	13.12	8.31	1.58	0.19
	지류 2 합류후	11.14	5.45	2.04	0.38
	지류 2 합류전	8.72	5.44	1.60	0.29
	서울대입구 지점	7.21	3.92	1.84	0.47
지류 1	신대방천 하구	4.43	3.65	1.21	0.33
	신림중앙시장 주변	2.99	2.65	1.13	0.43
	난곡삼거리 지점	1.45	1.15	1.26	1.10
지류 2	세천 하구	2.42	2.21	1.10	0.50
	복개시점부 지점	1.45	1.00	1.45	1.45

내수배제시설의 설계수문량 추정을 위해 도림천 유역의 배수분구 중 대림 배수분구와 신림 3,4 배수분구를 대상구간으로 선정하여 대상구간의 내수배제시설을 조사하고 설계 특성을 분석하였다. 대상구간의 빗물펌프장은 구로4빗물펌프장과 신림빗물펌프장이 있으며, 시설별 홍수량 산정 및 특성분석을 위해

대상구간의 내수배제시설 설계 빈도를 분석하였다.

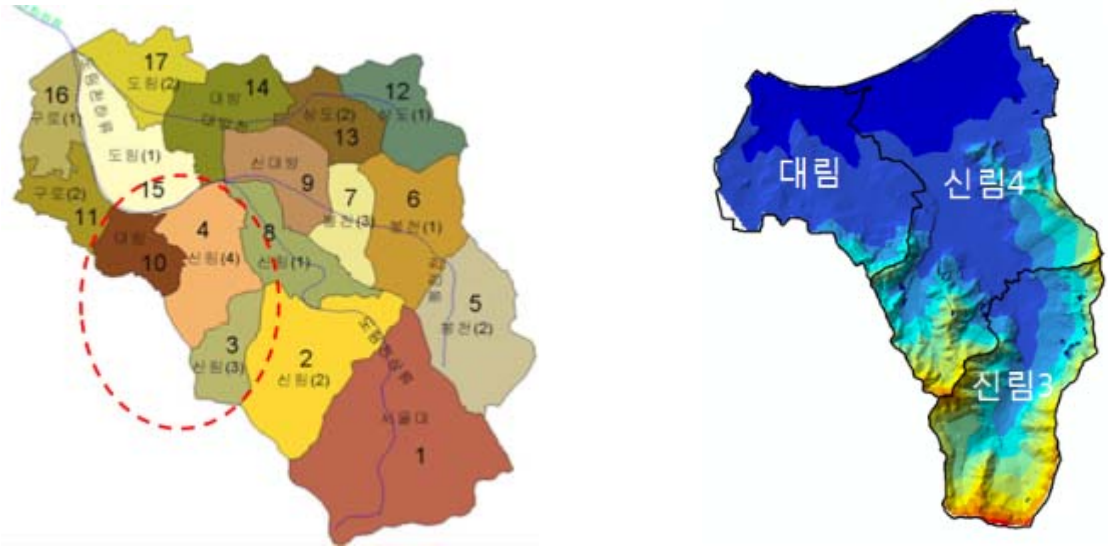


그림 2-1-37 대상구간 배수분구 (대림, 신림3,4 배수분구)

출처 : SWMM을 이용한 도림천 장기유출 연속모의, 2004, 이정민



그림 2-1-4 대상구간 내수배제시설 설계빈도 (대림, 신림3,4 배수분구)

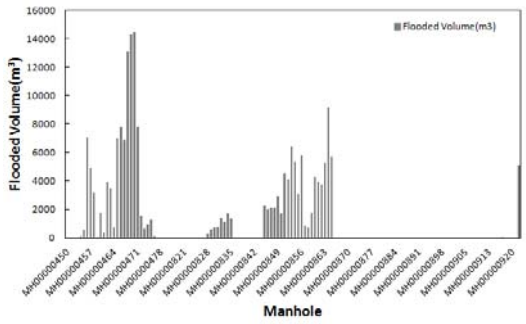
대상구간의 관망시설은 간선 10년빈도, 지선 5년빈도로 설계되어 있으며, 신림빗물펌프장의 경우 20년빈도, 공사중인 신림2빗물펌프장은 30년 빈도로 설계되었으며, 신림5빗물펌프장의 경우 신림1배수분구로 대상구간에 해당되지 않는다. 내수배제시설을 고려한 설계수문량 추정을 위해 SWMM 모의 결과를 통하여 시설 유무에 따른 월류량을 분석하였다. 저지대의 관거가 합류되고, 완만한 경사가 이어지는 관거에서의 월류가 발생하였다. 월류가 발생한 지역은 완경사 지대로 노면수 집중현상이 예상되며, 침수 및 침수장기화 현상이 나타날 것으로 판단된다. 대상구간의 빗물펌프장은 대림배수분구의 구로4빗물펌프장과, 신림4배수분구의 신림배수분구가 포함되며, 빗물펌프장 고려 여부에 따른 월류량 분석 결과를 그림 2-1-5에 나타내었다.



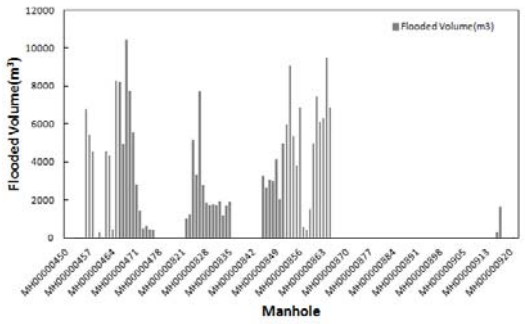
그림 2-1-5 대구간 관거 월류 모의 결과

표 2-1-16 도림천 빗물펌프장 현황

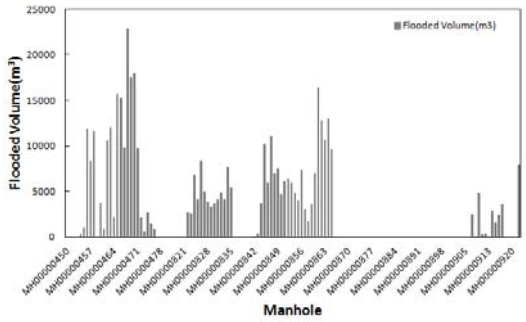
펌프장명	펌프규모 (HP×대)			총배수량 (㎥/분)	유수지 수위		가동수위		계획홍수위	비고
	용량 (HP)	토출량 (㎥·대/분)	배수량 (㎥/분)		H.W.L	L.W.L	내수위	외수위 (평시)		
구로1	535×3	245	735	1,622	8.5	6.05	6.6	7.5	13.42	
	350×2	140	280							
	670×2	270	540							
	177×1	55	55							
	20×2	3.5	7							
	25×1	5	5							
구로2	180×3	180	540	1,345.6	8.50	6.5	6.8	9.40	14.07	
	360×2	360	720							
	55×1	55	165							
	7×2	7	14							
	3.5×2	3.5	7							
	4.8×2	4.8	9.6							
구로3	175×3	175	525	620.1	9.50	6.60	6.8	-	13.50	
	40×2	40	80							
	7×2	7	14							
	1.1×1	1.1	1.1							
구로4	375×3	140	420	485	10.5	6.5	7.0	11.5	14.60	
	180×1	60	60							
	20×1	5	5							
신림	620×5	200	1,000	1,000	13.7	7.7	8.2	12.5	15.9	



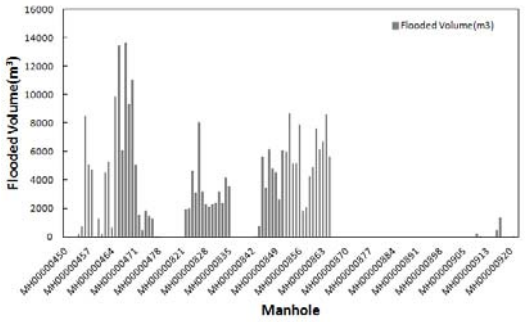
20년 빈도 12시간 지속강우 펌프 설치 전
192.790.6 ㎥



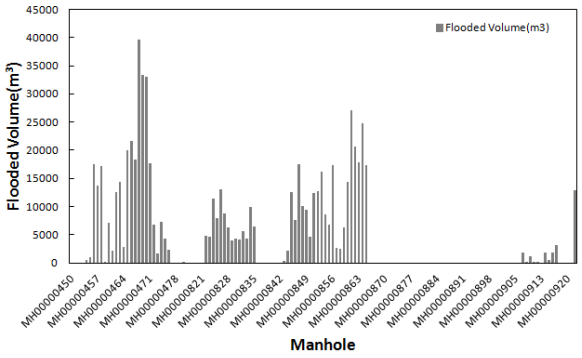
20년 빈도 12시간 지속강우 펌프 설치 후
212,440.9 ㎥



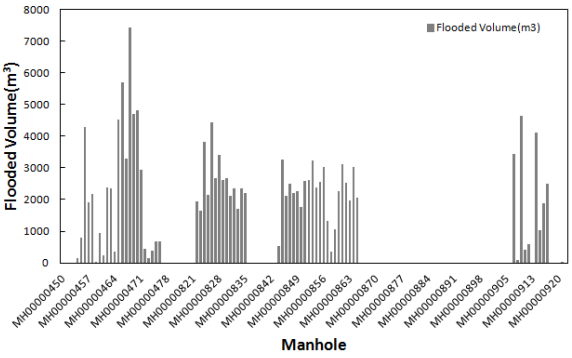
50년 빈도 12시간 지속강우 펌프 설치 전
435,379.5 ㎥



50년 빈도 12시간 지속강우 펌프 설치 후
268,706.8 ㎥



2011년 7월 27일 강우 펌프 설치 전
686,325.5 ㎥



2011년 7월 27일 강우 펌프 설치 후
154,869.2 ㎥

그림 2-1-6 빗물펌프장 고려 유·무에 따른 월류량 분석

SWMM 모의결과를 활용하여 FLUMEN 모형의 범람해석을 위해 대상구간의 도로 격자망을 구축하였고, 관거의 월류가 나타나는 맨홀 중 관거의 합류 후 많은 양의 월류량이 나타나는 맨홀을 범람해석을 위한 대표 맨홀으로 선정하여 범람해석모의를 실시하였다. 범람해석모형 결과 맨홀의 월류수는 노면을 따라 저지대로 이동하여 침수가 발생하였고, 20년 빈도 748.27 ㎡, 50년 빈도 971.43 ㎡ 으로 나타났고, 2011년 7월 27일 강우 모의 결과 431.30 ㎡ 으로 나타났다.

입력 강우로 활용한 10년 빈도는 관망시설의 간선의 설계빈도이다. 또한, 20년 빈도는 대상유역에 위치하는 신림 빗물펌프장의 설계빈도, 30년빈도는 신림2 빗물펌프장의 설계빈도, 50년 빈도는 도림천의 설계빈도임으로 입력 강우로 선정하여 활용하였다.

표 2-1-17 지속시간 12시간 - 서울관측소 설계강우량

시간(hr) / 빈도	10년	20년	50년
1	2.53	2.92	3.41
2	8.96	10.35	12.1
3	9.28	10.72	12.54
4	11.65	13.46	15.73
5	18.28	21.12	24.69
6	27.38	31.63	36.98
7	35	40.44	47.28
8	37.02	42.76	50
9	30.96	35.76	41.81
10	17.96	20.74	24.25
11	4.64	5.36	6.27
12	5.04	5.82	6.8
총 강우	208.7	241.08	281.86

지역 별로 월류량을 상세히 나타내었으며, 대상유역의 월류 발생 지역은 빨간 원의 지역(1번, 2번, 3번)과 같으며, 월류 발생 지역에 운영되어 있는 노드의 월류량 분석 결과는 다음과 같다.

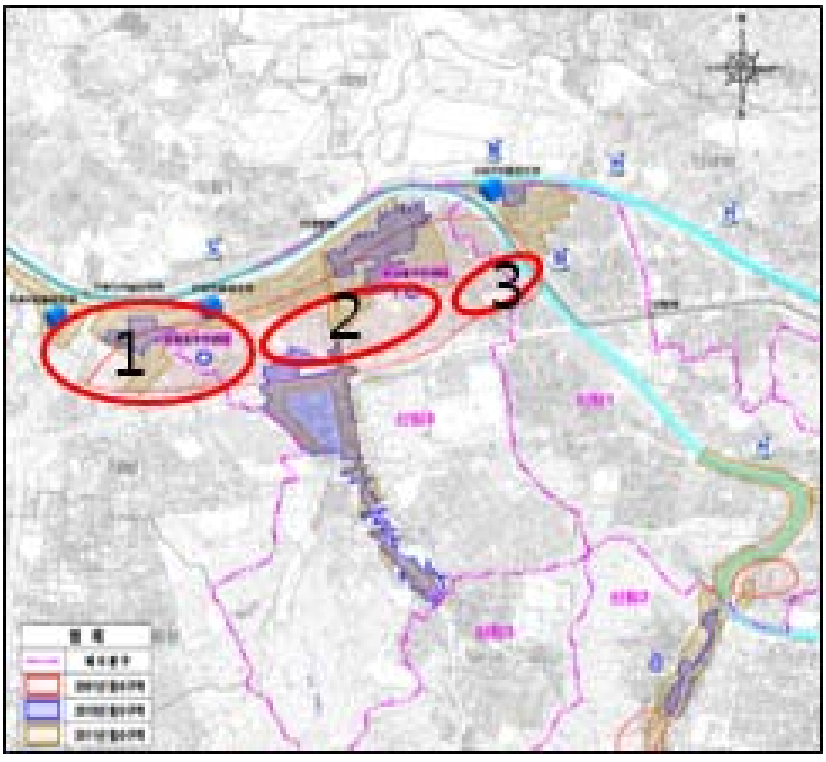


그림 2-1-42 대상유역의 월류 발생 지역

월류량은 두 가지 시나리오를 적용하여 분석하였다. 대상 유역에 존재하는 구로4 빗물펌프장과 신림 빗물펌프장을 입력했을 때의 월류량과 펌프장이 모두 운영되지 않은 조건일 때의 월류량을 분석하여 펌프장 운영이 대상 유역의 침수 발생에 얼마나 영향을 미치는지 확인해보고자 한다.

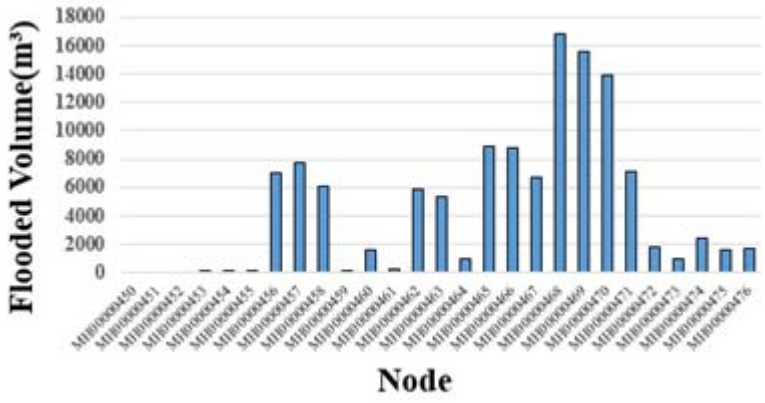


그림 2-1-43 10년빈도 1번 지역 월류량

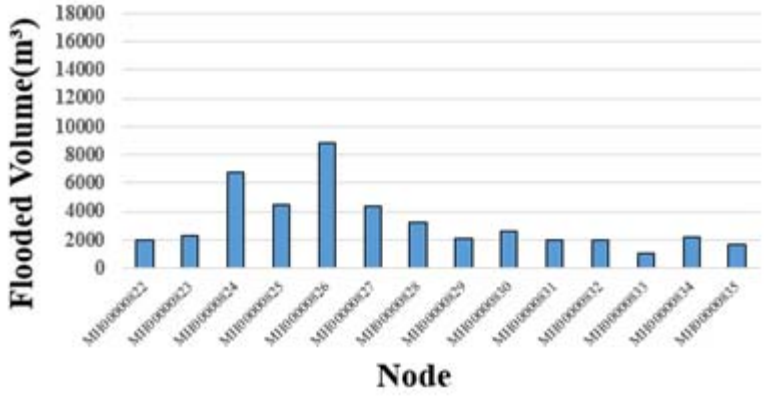


그림 2-1-44 10년 빈도 2번 지역 월류량

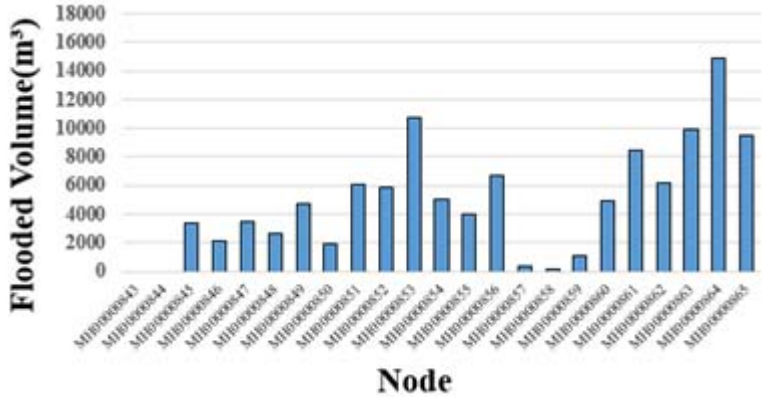


그림 2-1-45 10년 빈도 3번 지역 월류량

10년빈도 분석 결과, 파란색 막대 그래프는 펌프장을 입력하지 않은 시나리오에서의 월류량이다. 따라서 10년 빈도의 강우에서 펌프장을 입력하여 모의하였을 경우에 월류가 발생하지 않음을 확인하였다.

10년 빈도의 강우는 대상지역의 관망시설인 간선의 설계기준으로써, 분석 결과 간선만 존재하고 펌프장이 미운영된 시나리오에서는 월류가 발생함을 알 수 있었다. 또한, 입력된 두 곳의 펌프장의 설계빈도는 20년 빈도임에 따라 펌프장 입력시 월류가 발생하지 않음에 따라 10년 빈도 강우에서는 침수 피해가 발생하지 않음을 확인하였다.

펌프 미운영시 발생한 월류 지역을 살펴보면 1번 지역은 가장 고도가 낮은 하류 지역으로써 강우 발생시 가장 많은 월류가 발생함을 나타내었다. 또한 월류가 발생한 1, 2, 3번 지역 외의 상류 지역은 고도가 높은 산지 지형으로써, 강우가 발생하여도 월류가 일어나지 않는 지형임을 확인했다. 본 연구의 대상지역은 고도가 낮은 하류에 불투수율이 높은 도심지가 형성되어 있기 때문에 침수피해가 빈번히 발

생함을 모형을 통해 확인할 수 있었다.

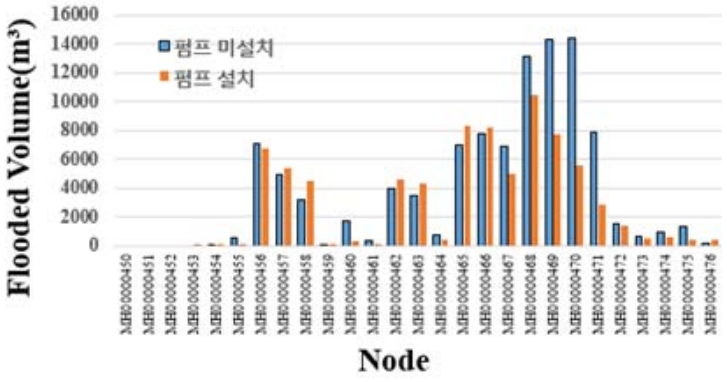


그림 2-1-46 20년 빈도 1번 지역 월류량

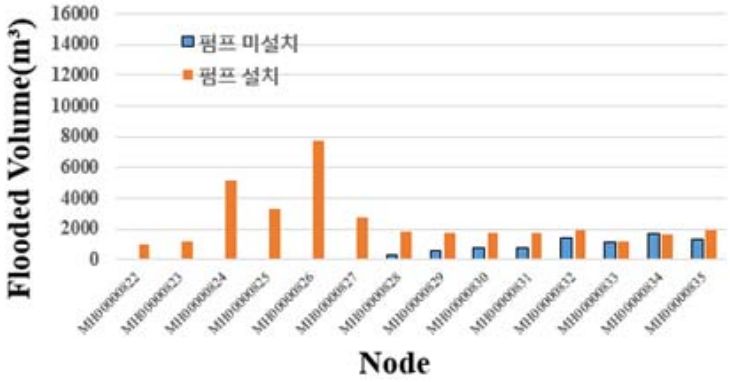


그림 2-1-47 20년 빈도 2번 지역 월류량

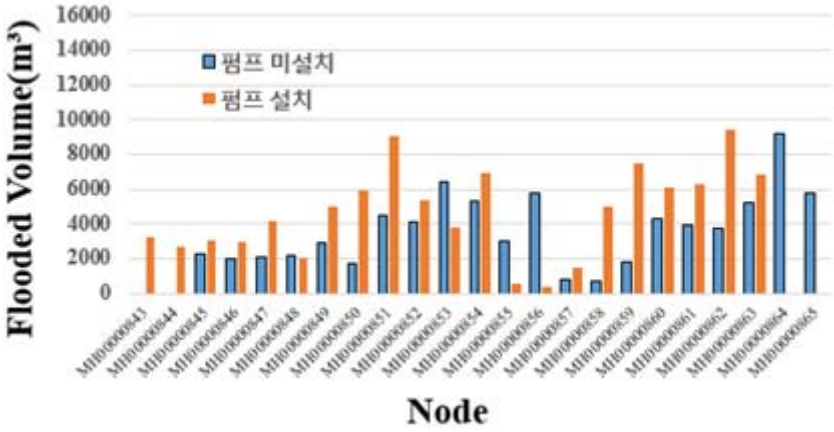


그림 2-1-48 20년 빈도 3번 지역 월류량

20년 빈도의 강우는 대상지역의 두 개의 펌프장의 설계기준이다. 분석 결과, 10년 빈도 강우를 입력했을 때와는 달리 펌프장을 운영했을 경우와 미운영 했을 경우, 모두 월류가 발생하는 현상이 모의되었다. 10년 빈도 강우에서 가장 월류가 많이 발생하는 1번 지역은 20년 빈도의 강우에서도 가장 월류가 많이 일어나는 지역임을 확인할 수 있었다. 또한 펌프의 운영 유무에 따라 월류량의 차이가 발생했다. 펌프가 미운영된 경우에는 펌프가 운영된 시나리오에 비해 더 많은 월류가 발생하였다.

다만, 2번 지역과 3번 지역에서는 펌프가 운영되었음에도 불구하고 미운영한 시나리오에 비하여 월류가 더 발생하는 결과를 나타내었다. 이는 SWMM 모형 내에서 발산현상이 일어남에 따라 오차가 발생하였다고 판단된다. 추후 연구에서는 이러한 모형의 발산 현상을 개선하여 더욱 신뢰도 있는 결과를 도출하

고자 한다.

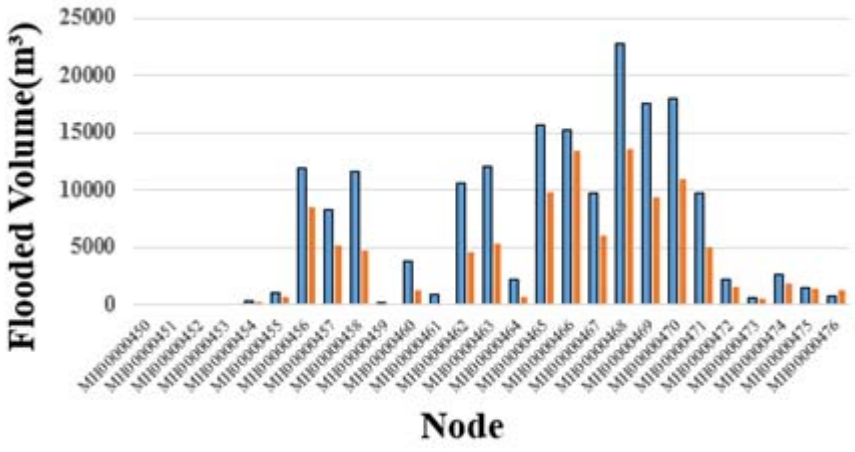


그림 2-1-49 50년 빈도 1번 지역 월류량

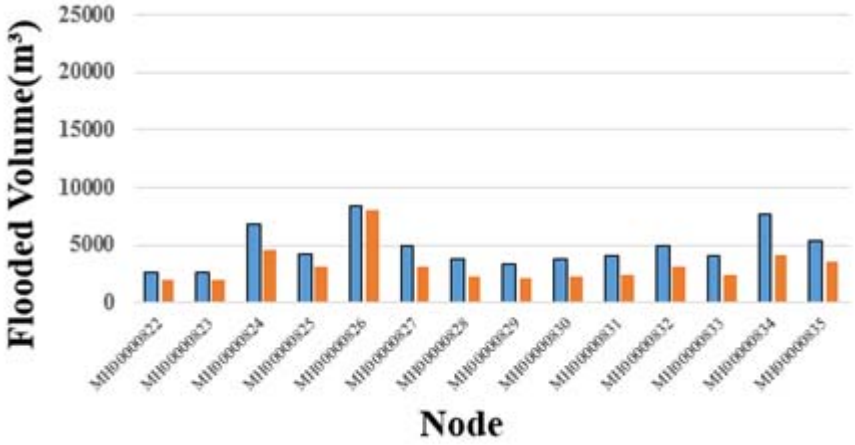


그림 2-1-50 50년 빈도 2번 지역 월류량

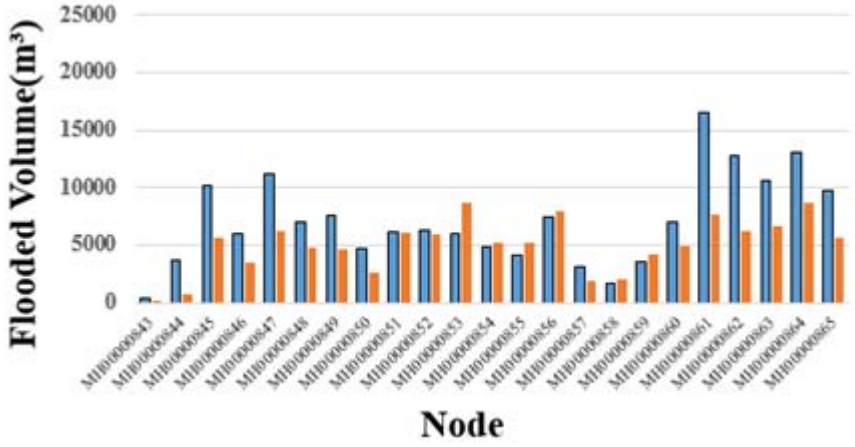


그림 2-1-51 50년 빈도 3번 지역 월류량

50년 빈도의 강우는 대상지역의 하천인 도림천의 설계기준으로써, 입력한 20년 빈도의 펌프장의 설계기준보다 큰 강우를 입력하여 월류를 모의해 보았다. 분석 결과, 펌프 운영시와 미운영시 모두 월류가 발생하였다.

가장 월류가 많이 발생하는 1번 지역을 분석해 본 결과, 20년 빈도의 최대 월류량이 발생한 노드에서

월류량은 약 14000m^3이였으며, 50년 빈도에서는 약 23000m^3으로 64.2%가 증가하였다.

다른 빈도의 강우 시나리오에서 월류가 발생하지만 그 양이 적었던 2번 지역에서도 50년 빈도의 강우 시나리오에서는 비교적 많은 월류가 발생하였다. 따라서 하천 설계기준인 50년 빈도의 강우가 발생 시에는 하천뿐만이 아니라 도시 지역의 내수배재 시설이 모두 수방능력이 떨어지는 결과를 나타낸다.

내수 및 외수 연계 내배수시설의 홍수방어능력을 향상시키기 위해서는 하천과 시설물들이 서로 연계하여 방재성능 목표에 맞는 설계기준으로 재설정해야 하며 경제성 분석 등을 고려하여 수방능력을 향상시킬 수 있는 침수 다발 지역의 설계기준을 제시해야한다고 사료된다.

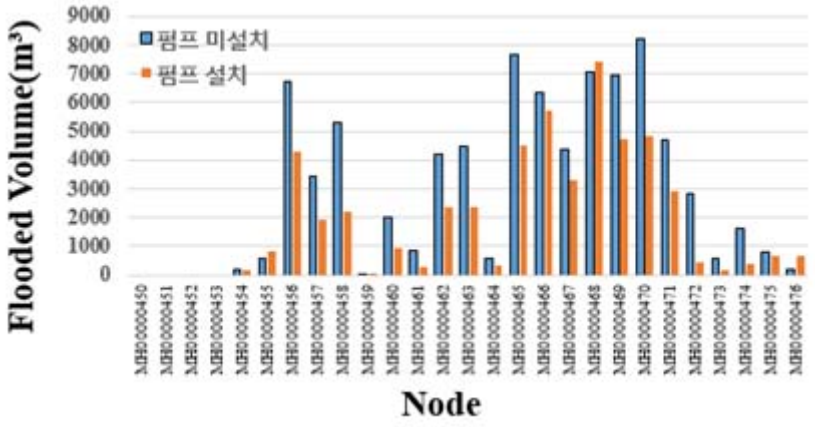


그림 2-1-52 실강우 1번 지역 월류량

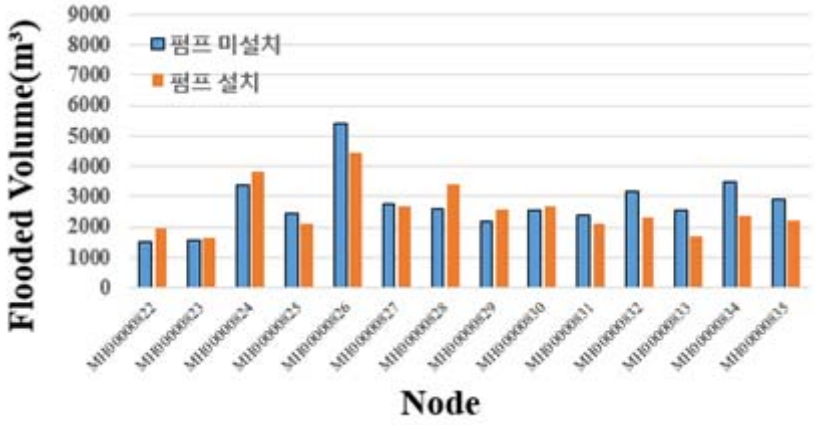


그림 2-1-53 실강우 2번 지역 월류량

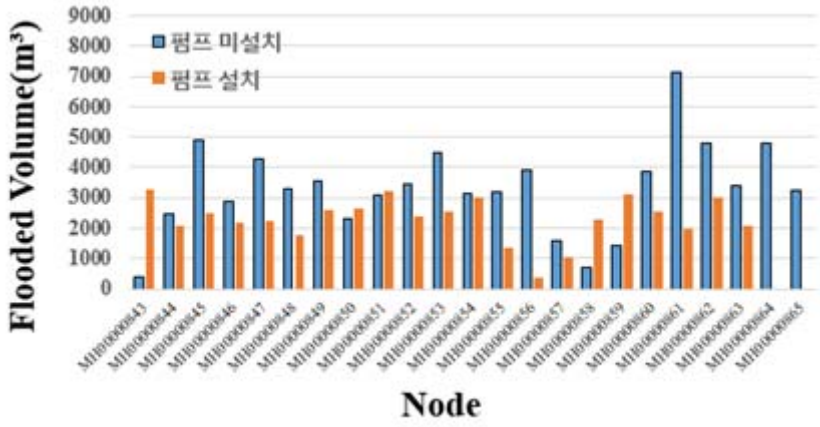


그림 2-1-54 실강우 3번 지역 월류량

대상지역의 내수배재시설의 설계기준이 아닌 실제 침수 피해가 크게 발생하였던 2011년 7월 27일의 지속시간 24시간 80년 빈도에 해당하는 강우를 시나리오로 활용하여 월류량을 분석해 보았다.

분석 결과, 높은 재현기간을 갖는 실강우를 활용한 만큼 월류가 발생한 지역에서 모두 높은 월류량이 발생함을 확인할 수 있었다. 이 역시도 펌프장을 운영하는 시나리오에서는 미운영시에 비해 적은 월류가 발생하였다.

SWMM 모형 구동 결과, 설계기준보다 높은 재현기간을 갖는 강우 발생시에는 월류가 발생하는 결과는 나타냈다. 또한, 월류가 발생하는 지역에서도 특히 고도가 낮은 지역에서 월류가 크게 발생함을 확인하였다.

본 연구에서는 시나리오를 빈도별 설계강우량과 두 개 펌프장의 운영 유무에 따른 조합을 통해 진행하였다. 추후에는 펌프장의 개수 조절, 펌프장의 토출량 변화, 펌프장의 펌프 개수 변화, 관망시설 지선 추가, 저류지 생성, 관로 확대 및 증설, 하천 제방 증고 등 다양한 내배수시설 운영의 조합을 통해 대상지역을 분석한다면 효과적인 내배수시설의 최적 대안을 선정할 수 있을 것이라 판단된다.

다양한 시설의 조합을 통해 시나리오를 생성하여 분석을 진행하되 치수경제성 평가를 고려한 연구도 동시에 진행되어야 한다.

SWMM 모의결과를 활용하여 FLUMEN 모형의 범람해석을 위해 대상구간의 도로 격자망을 구축하였고, 관거의 월류가 나타나는 맨홀 중 관거의 합류 후 많은 양의 월류량이 나타나는 맨홀을 범람해석을 위한 대표 맨홀으로 선정하여 범람해석모의를 실시하였다.

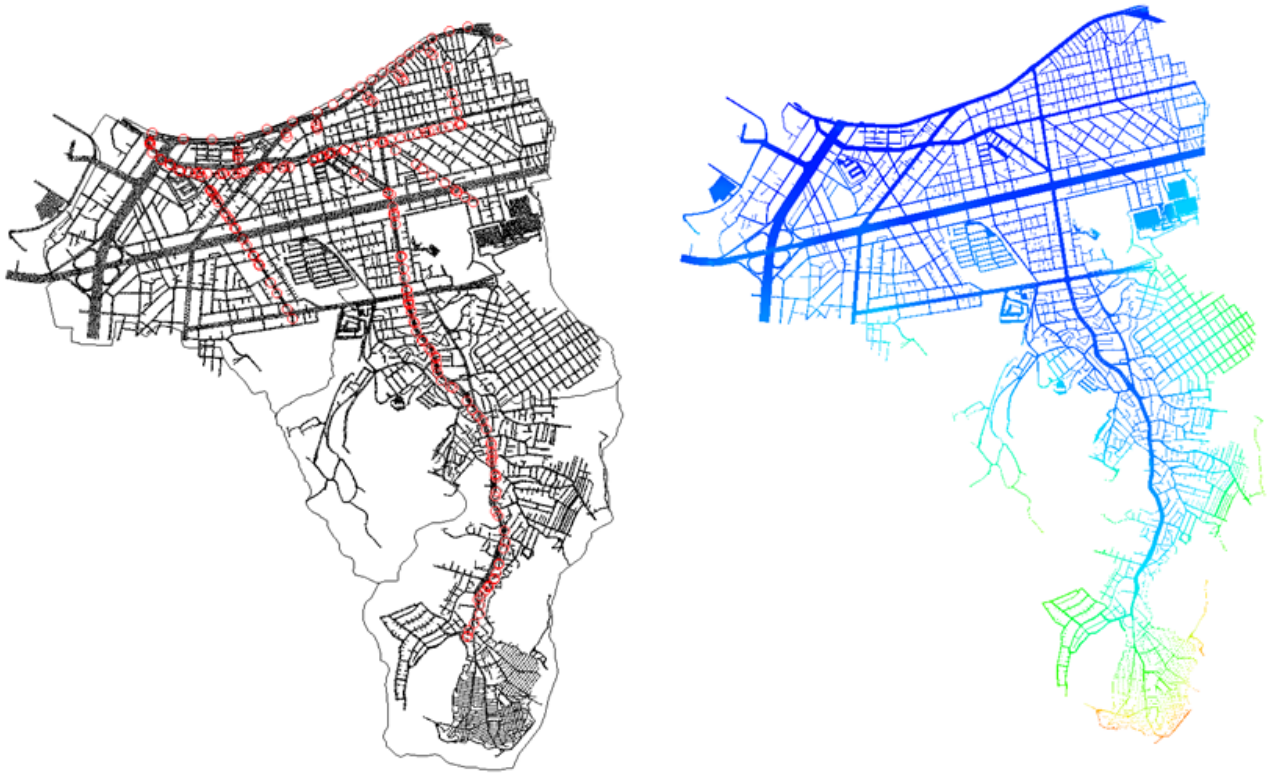


그림 2-1-55 수치지형도를 활용한 격자망 구축

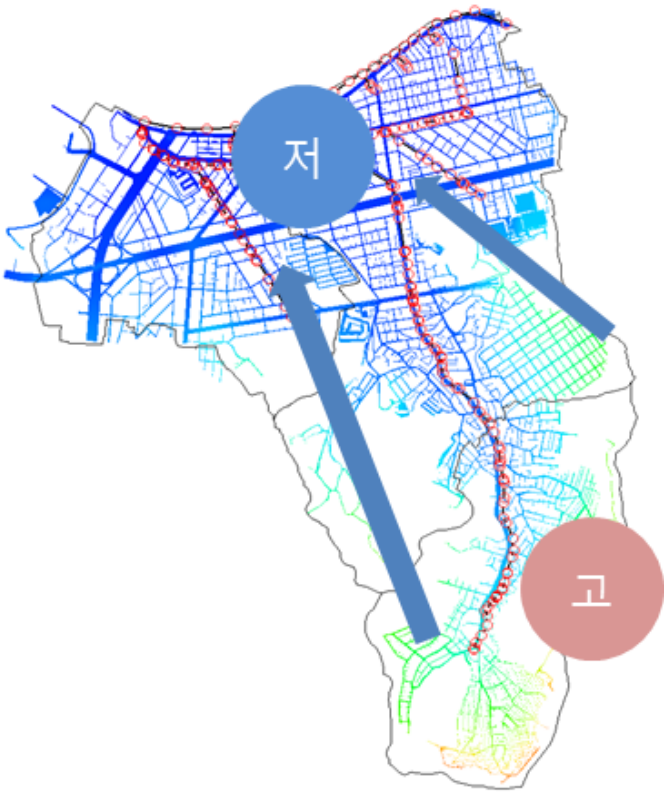


그림 2-1-56 도로망 중심의 지형 분석

도로를 위주로 지표면 격자를 구성하였고, 구성된 격자의 표고값을 분석한 결과 삼성산이 위치한 남측이 상대적으로 높았으며, 남쪽에서 북쪽으로 골의 형태를 이루어 지표수가 도로를 따라 하류지역으로 모여들 것으로 판단되고, 북측의 하류지역은 경사가 매우 완만하고 도로가 복잡하게 얽혀있어 월류 발생과 지표수 집중에 의해 침수가 발생하고 장기화 될 것으로 판단되었다.



그림 2-1-57 도로망 중심의 지형 분석

관망해석 결과 많은 양의 월류가 발생한 맨홀 중 지표 경사가 완만하고 관망이 복잡하게 매설되어 하나 이상의 관망이 합류된 뒤 위치한 맨홀을 대표맨홀로 선정하였다. 선정된 맨홀의 관거 월류에 의한 도로중심의 지표 침수해석을 위해 범람해석모형인 FLUMEN 모형을 활용하여 침수모의를 실시하였다.

범람해석모형 결과 맨홀의 월류수는 노면을 따라 저지대로 이동하여 침수가 발생하였고, 10년 빈도 최대 200.34 ㎥, 20년 빈도 748.27 ㎥, 50년 빈도 971.43 ㎥ 으로 나타났다.

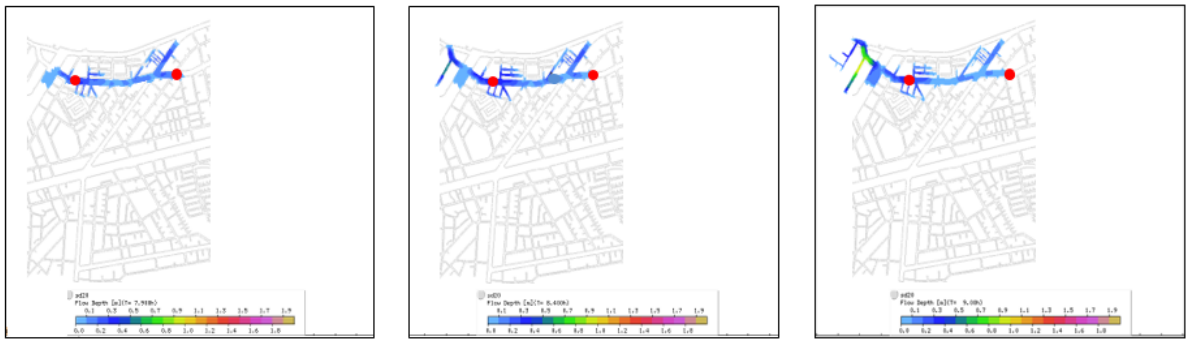


그림 2-1-58 10년 빈도 지속강우 펌프 설치 전

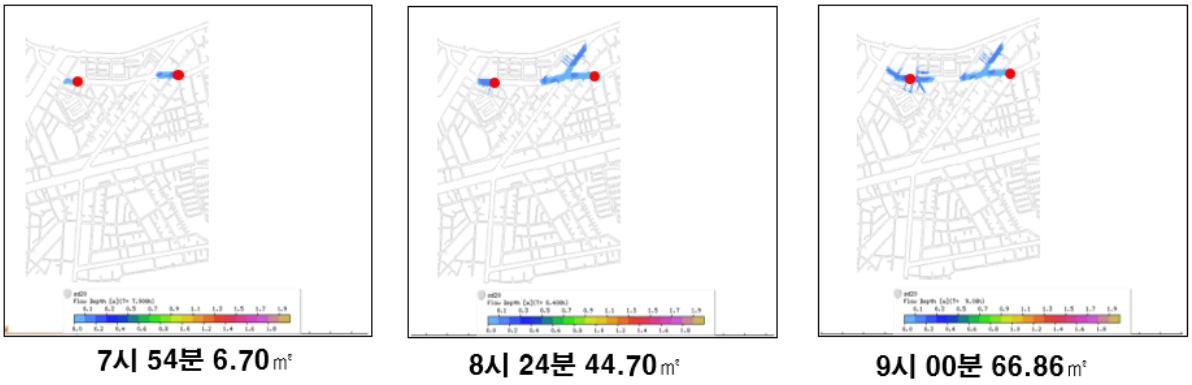


그림 2-1-59 10년 빈도 지속강우 펌프 설치 후

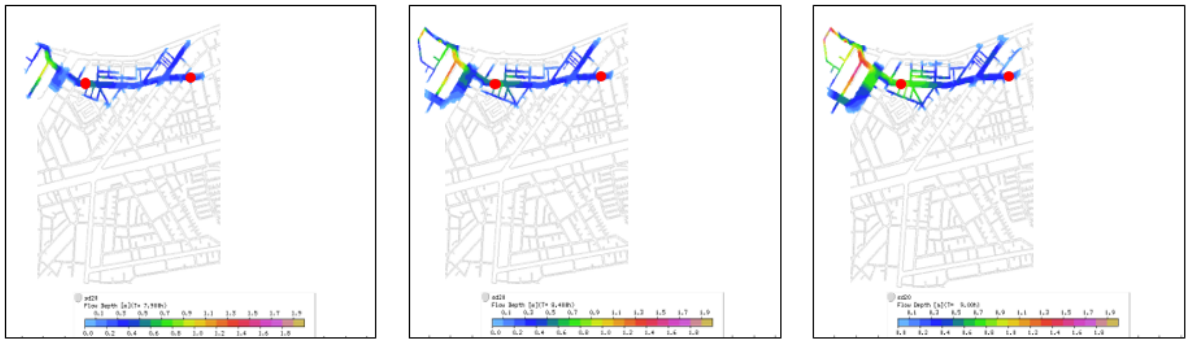


그림 2-1-60 50년 빈도 지속강우 펌프 설치 전

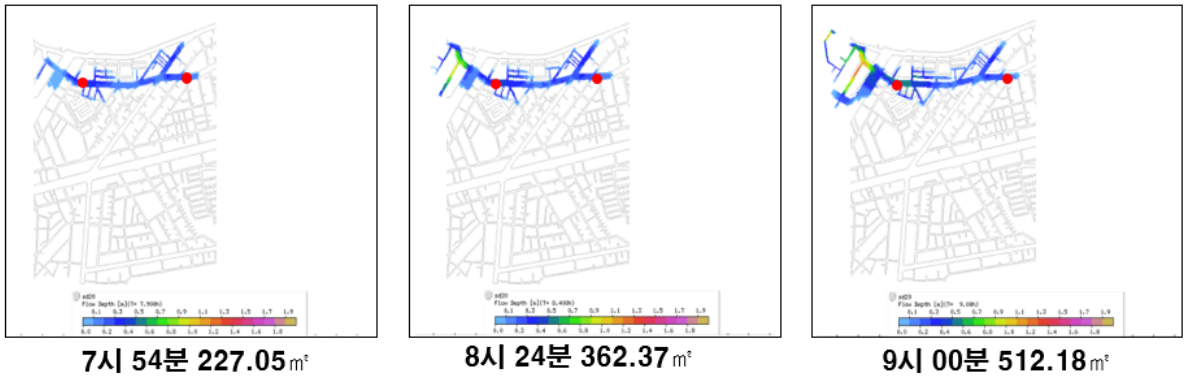


그림 2-1-61 50년 빈도 지속강우 펌프 설치 후

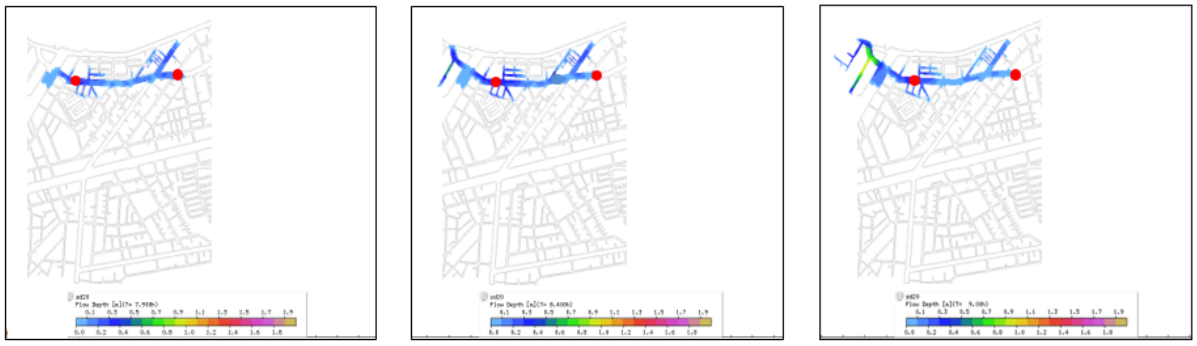


그림 2-1-62 20년 빈도 지속강우 펌프 설치 전

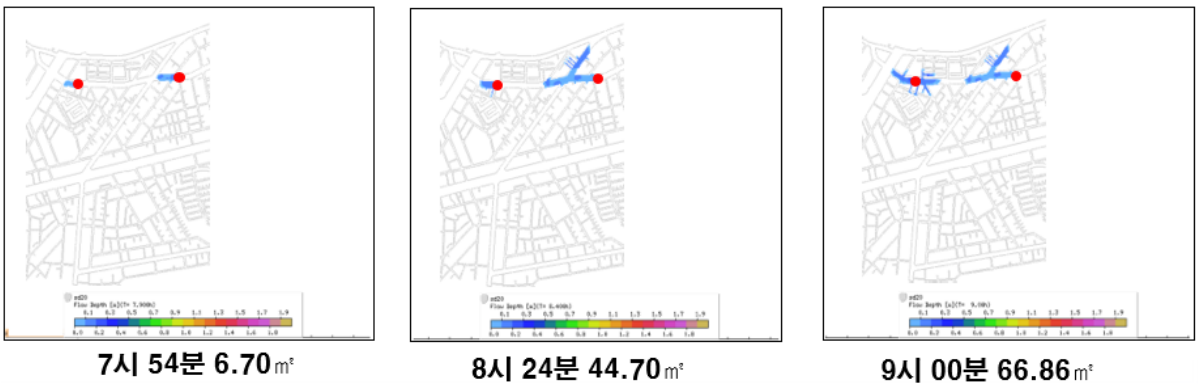


그림 2-1-63 20년 빈도 지속강우 펌프 설치 후

다) 3차년도 연구수행 결과

시범구역인 도림천의 침수피해 특성을 반영하고 내외수를 연계한 홍수량을 제시하기 위해 설계강우를 적용한 침수분석을 실시하였다. 대상구역의 간선과 지선 관거를 포함한 관망을 구축하였고, 지형을 고려한 침수현상을 위해 지형자료의 해상도에 대한 침수분석을 실시하였다.

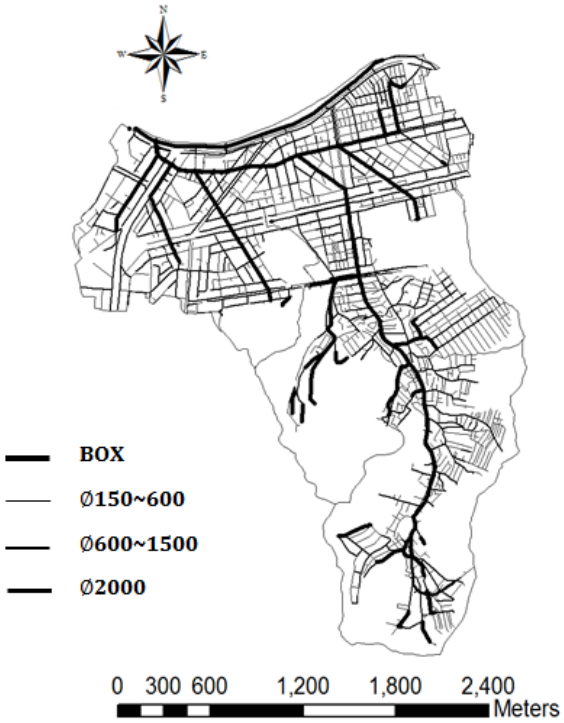


그림 2-1-64 관망데이터 분석

관망데이터 분석 결과 지역내에는 BOX관거 13,644 m, 지선관거(∅150～∅600미만) 59,463 m, 간선관거(∅600～∅1,500) 46,479 m가 매설되어 있다. 관거형상, 매설깊이, 맨홀 등 상세한 관망정보는 서울시 GIS 관망데이터를 이용하였다.

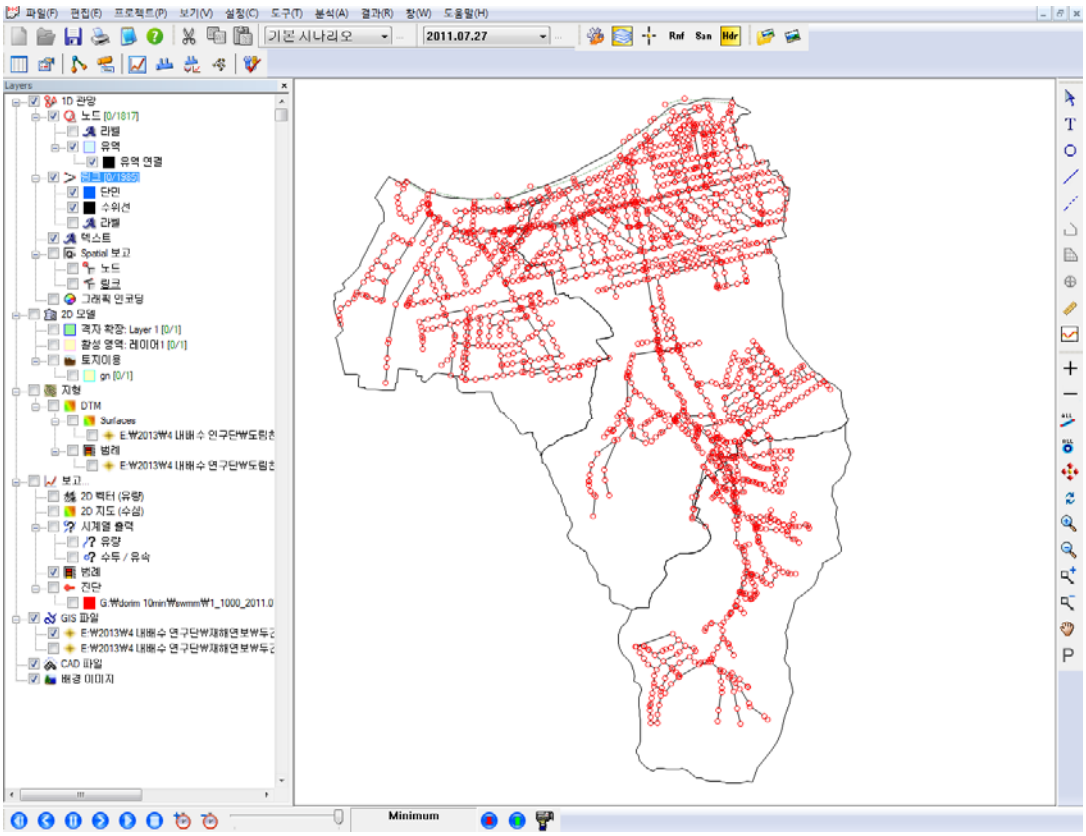
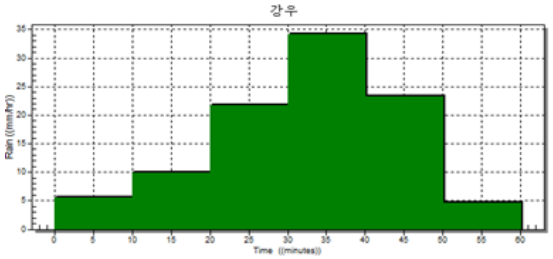
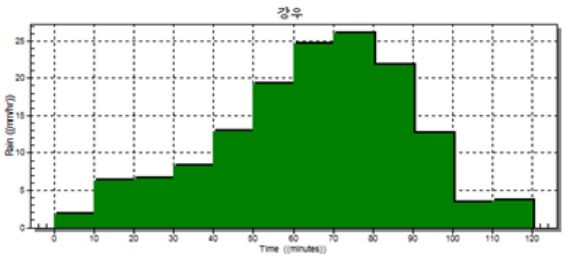


그림 2-1-65 관망데이터를 활용한 SWMM 모형 구축

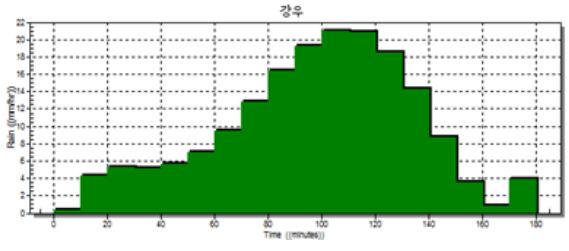
설계 빈도별 강우 지속시간별 침수분석을 위하여 서울관측소 50년 빈도 설계강우량을 활용하였으며, 설계강우량에 따른 침수분석을 실시하였다.



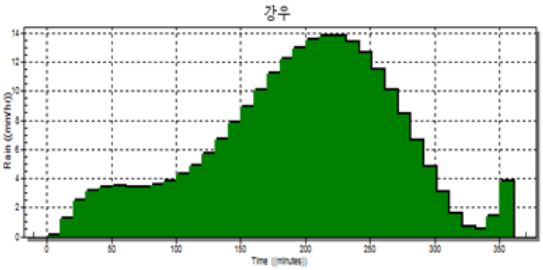
(a) 50년 빈도 1시간 지속강우



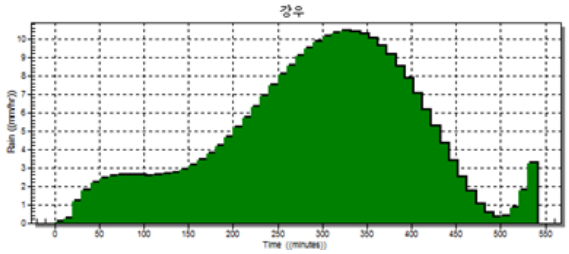
(b) 50년 빈도 2시간 지속강우



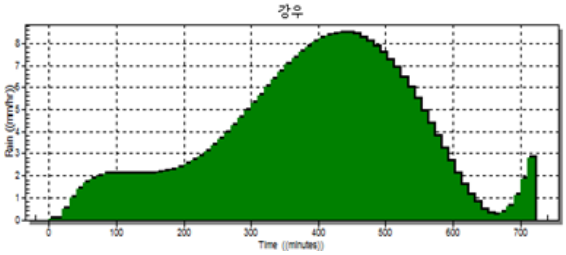
(c) 50년 빈도 3시간 지속강우



(d) 50년 빈도 6시간 지속강우

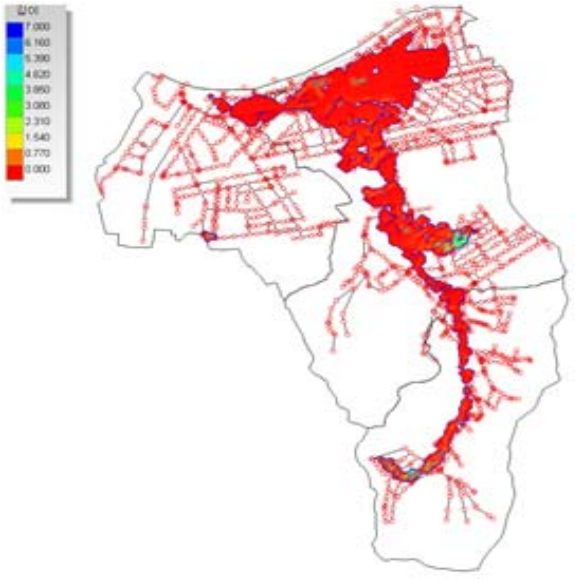


(e) 50년 빈도 9시간 지속강우

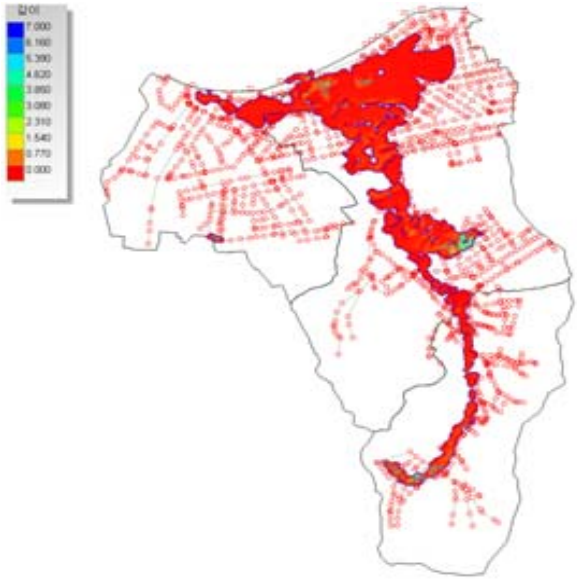


(f) 50년 빈도 12시간 지속강우

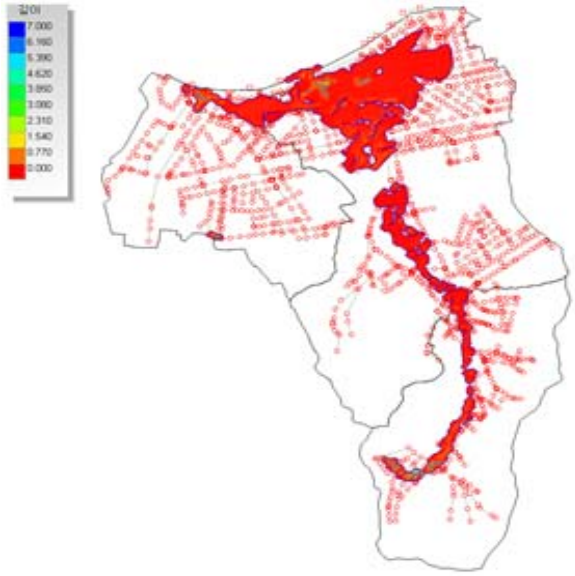
그림 2-1-66 서울관측소 시간별 설계강우



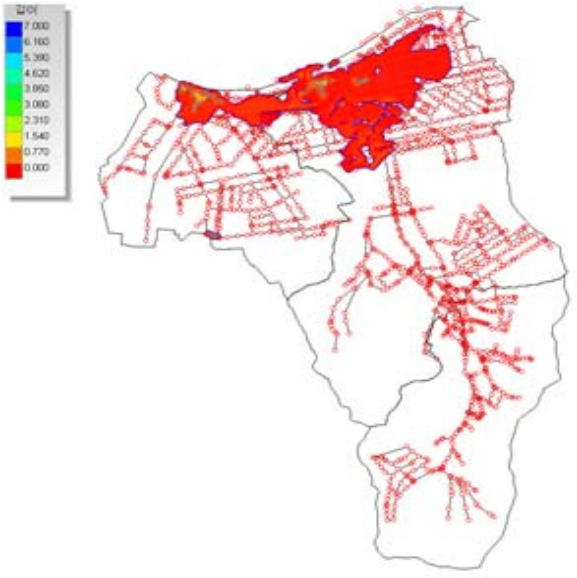
(a) 50년 빈도 1시간 결과



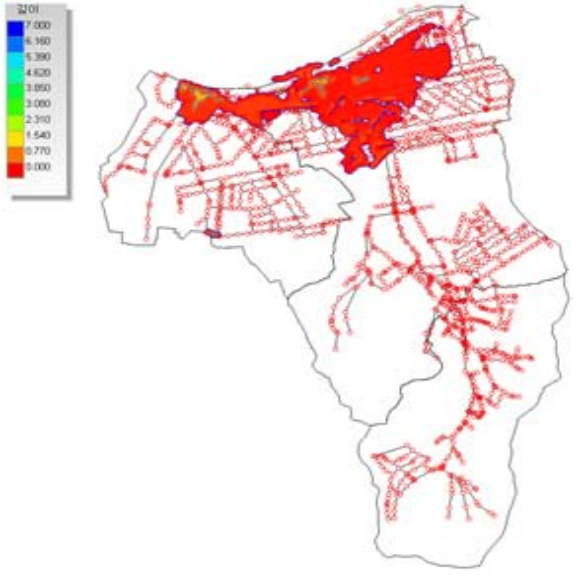
(b) 50년 빈도 2시간 결과



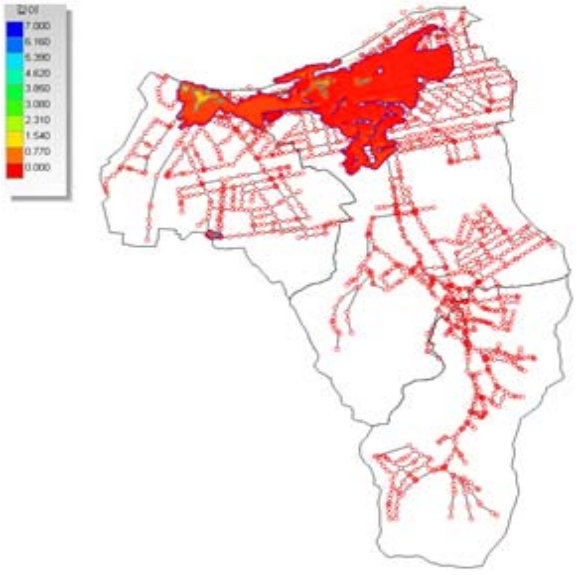
(c) 50년 빈도 3시간 결과



(d) 50년 빈도 6시간 결과



(e) 50년 빈도 9시간 결과

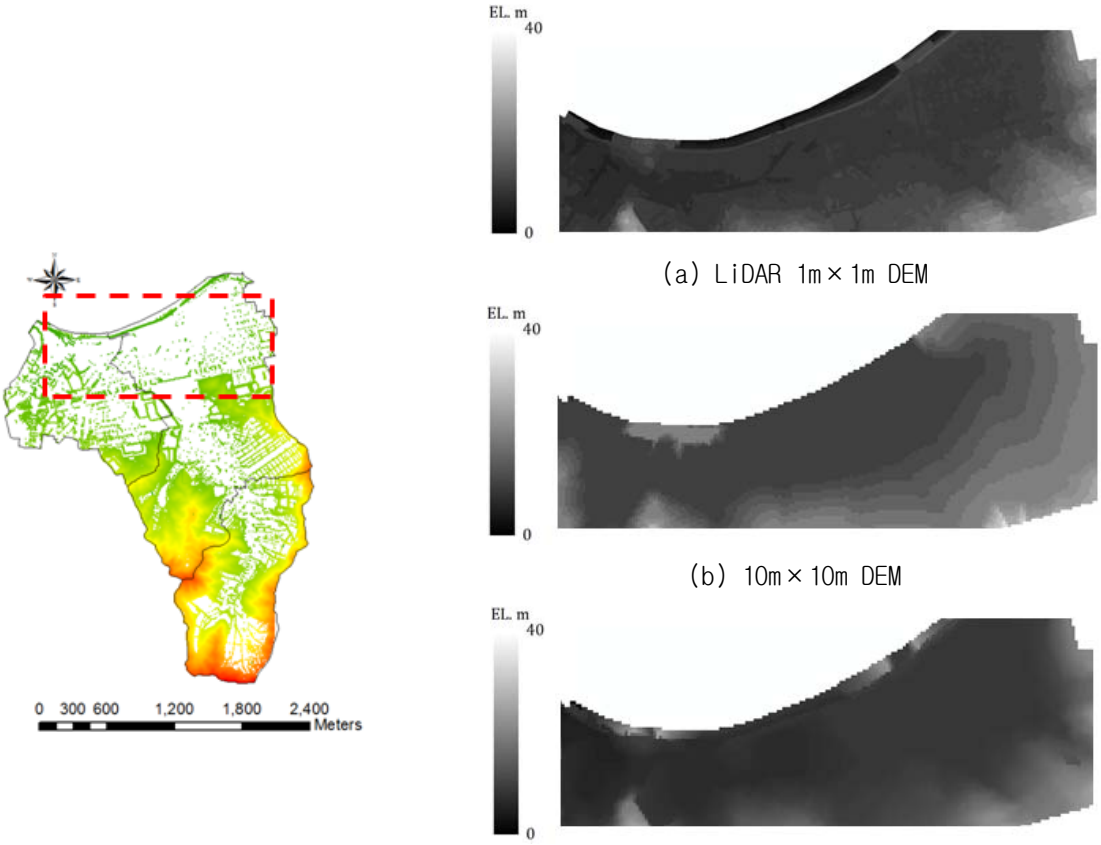


(f) 50년 빈도 12시간 결과

그림 2-1-67 지속시간별 침수면적 분석

침수분석 결과 침수면적은 1시간 지속강우의 경우 704,520 ㎡, 2시간 지속강우의 경우 738,995 ㎡, 3시간 지속강우의 경우 669,440 ㎡, 6시간 지속강우의 경우 532,220 ㎡, 9시간 지속강우의 경우 538,120 ㎡, 12시간 지속강우의 경우 544,395 ㎡으로 나타났다.

지표면 표고자료에 대한 침수분석을 위해 1:5,000 수치지도로부터 작성된 10m급 DEM, 1:1,000 수치지도로부터 작성된 10m급 DEM과 LiDAR측량에 따른 1m급 DEM 등 총 3가지 수치표고자료를 대상지역에 대해 구축하였으며, 상습침수지역인 하류부에 대한 각각의 DEM별 현황은 아래와 같다



(a) LiDAR 1m×1m DEM

(b) 10m×10m DEM

(c) 10m×10m DEM(1:1,000 Digital map)

그림 2-1-68 지형자료의 해상도에 따른 지형분석

LiDAR 자료는 항공측량을 활용하여 표고자료를 취득하기 위한 한 가지 방법으로, 빛, 레이저를 이용한 센서를 활용, 거리를 관측하여 고밀도·고정도의 표고데이터를 취득하고 산출한다. 원시 자료의 자료처리과정을 통하여 최종 생성되는 산출물은 x, y, z의 점들로 이뤄진 좌표계의 형태로 구성되며, 나무, 건물 등 구조물을 제거하여 지면데이터를 취득한다. 현재 국토지리정보원에서 제공하는 LiDAR DEM 자료의 해상도는 1m×1m의 해상도이며, 정확도는 25 cm 이다. LiDAR를 이용한 DEM 구축은 LiDAR 측량에 의하여 취득한 원시자료를 좌표변환을 통한 점 데이터로 변환하게 된다. 1:1,000 수치지도는 전국단위가 아닌 도시지역을 위주로 제작되고 있다. 따라서, 1:5,000수치지도와 같이 전국단위의 수치표고자료 구축에 활용되고 있지는 않으나, 국토지리정보원은 도시지역에 대해서는 1:5,000으로 제작된 DEM을 1:1,000 수치지도를 통해 보완하고 있다. 1:1,000 수치지도는 1:5,000 수치지도보다 정밀하고 정확한 표고정보를 갖고 있어, 통상 5m급 DEM의 생성에 활용된다. 1:5,000 수치지도는 우리나라 국가기본도로, 국토지리정보원은 5년의 갱신주기를 갖고 전국에 대해 제작하였다. 본 지도는 항공측량성과를 바탕으로

제작되며, 국토지리정보원은 이를 이용하여 10m급 DEM을 제작 배포하였다. 이에 따라, 다양한 연구에서 본 10m급 DEM이 침수해석을 위한 지형자료로 활용되고 있으나, 이에 대한 적정성 검증은 부족한 상태이다. 본 10m급 DEM은 그 기초자료가 되는 1:5,000 수치지도의 표고 정확도 수준을 넘을 수 없다.

표 2-1-18 지형자료별 오차수준

Scale	Standard Deviation(m)	Maximum Value(m)
1/500～1/600	0.14	0.28
1/1,000～1/1,200	0.20	0.40
1/2,500～1/3,000	0.36	0.72
1/5,000	0.72	1.44
1/10,000	0.90	1.80
1/25,000	1.00	2.00

1:1,000 수치지도는 5m급 DEM의 작성이 가능하나, 1:5,000 수치지도와의 비교를 위해 본 연구에서는 1:1,000 수치지도를 이용하여 10m DEM을 생성하여 적용하였다. 표 2-1-4은 수치지도별 표고자료 격자간격의 기준을 정리한 것이며, 수치표고자료의 규격에 따른 ㎡당 취득 점밀도를 표 2-1-4에 나타내었다.

표 2-1-19 수치지도 기반 표고데이터의 격자 규격

Scale	1/1,000	1/5,000	1/25,000	1/50,000
Grid scale	5m×5m	10m×10m	50m×50m	100m×100m

표 2-1-20 수치표고자료별 점밀도

Digital Elevation Data Scale	1m	2m	5m	10m	30m
Point Density(Points/㎡)	5.0	2.0	0.5	0.2	0.04

구축된 관망데이터를 활용하여 최근 침수피해가 발생한 2011년 7월 27일의 강우를 활용하여 지형 해상도에 따른 침수모의를 분석하였다. 이때의 총 강우량은 266 mm이며, 시간최대 강우량은 56 mm이다.

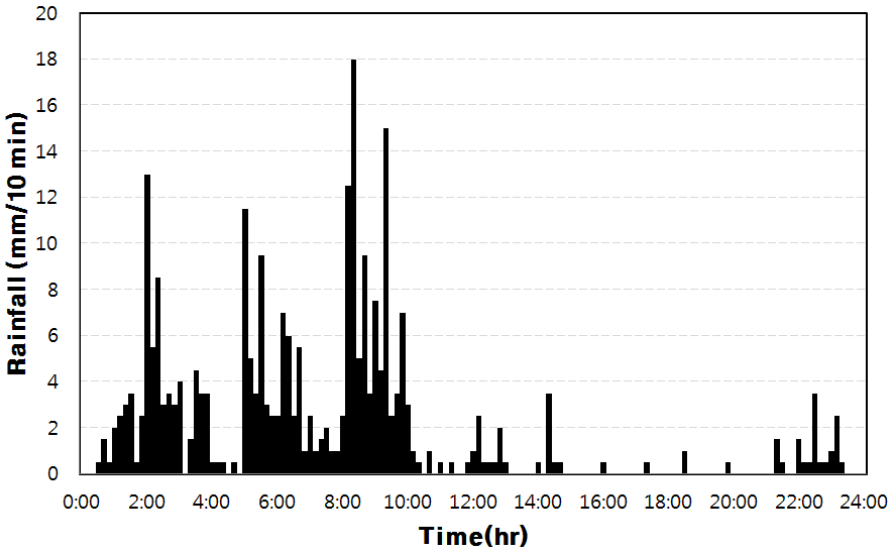


그림 2-1-69 대상강우(2011.7.27.)

SWMM의 유출해석결과에 대해 TUFLOW툴을 활용하여 3종류의 수치표고자료별 침수해석을 시행하였다.

유출해석에서 침수모의로 이어지는 과정은 XP-SWMM모형을 활용하였다.

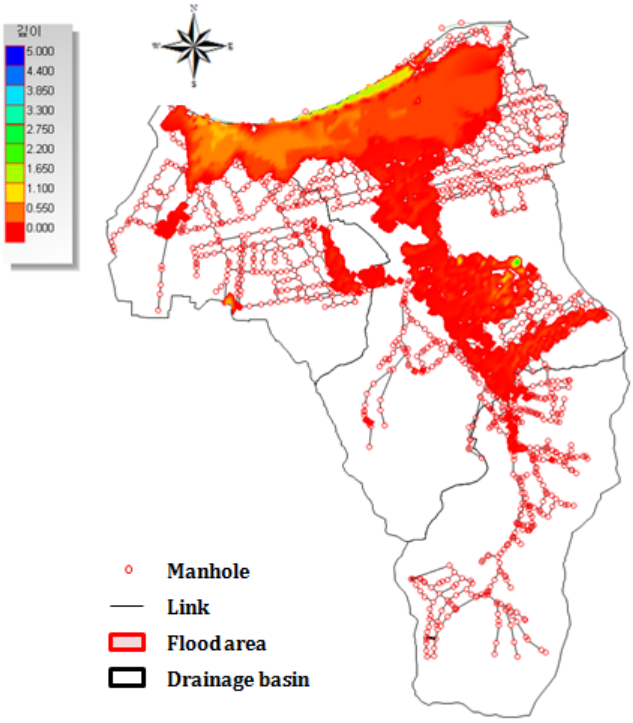


그림 2-1-70 LiDAR 1m×1m DEM 침수모의 결과

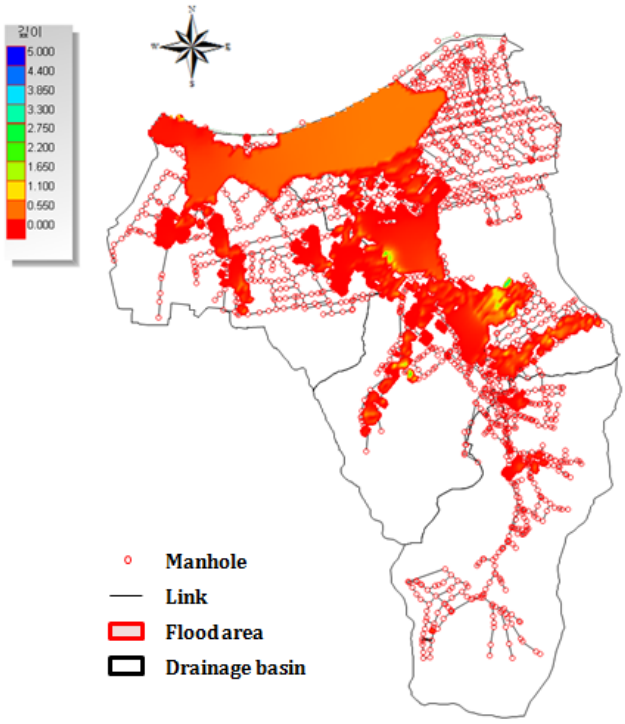


그림 2-1-71 10m×10m DEM 침수모의 결과

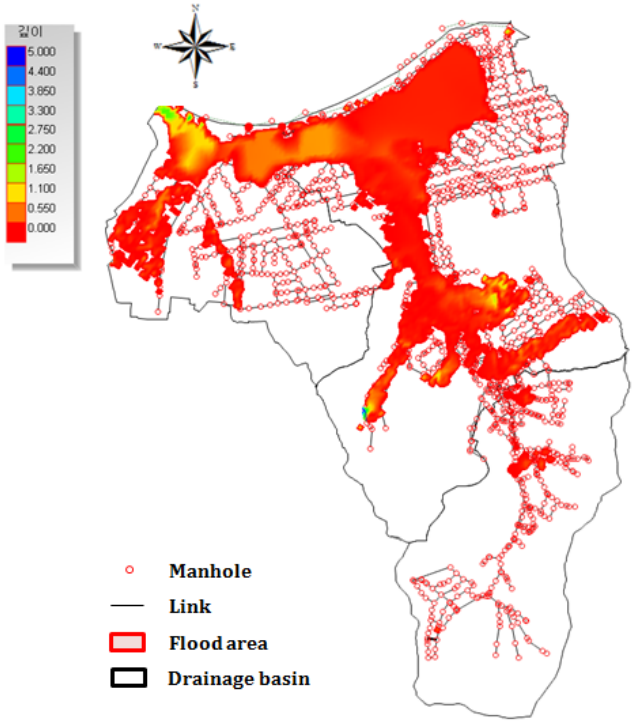


그림 2-1-72 1:1,000 수치지형도 침수모의 결과

지형자료별 침수면적은 LiDAR 1m×1m DEM를 활용하였을 경우 1,171,948 ㎡, 10m×10m DEM을 활용한 경우 1,127,035 ㎡, 1:1,000 수치지형도를 활용한 경우 1,099,945 ㎡으로, 3개 지형자료간 총 침수면적의 차이는 크지 않은 것으로 나타났다. 그러나, 대규모 재산피해와 인명피해를 유발할 수 있는 침수심 1 m 이상의 지역에 대해, 10m×10m DEM을 이용하는 경우는 거의 나타나지 않았으며, 특히 대림배수분구에서는 고위험 지역이 전혀 표현되지 못하였다.

(가) 나) 문헌조사를 통한 내수배제시설 구조개선에 따른 경제성 분석

재해위험지구 투자우선순위 결정을 위한 비용편익 분석방법은 간편법(원단위법), 개선법(회기분석법), 다차원법 등을 활용할 수 있다.

- 간편법은 편익을 구성하는 직접피해액을 산정함에 있어 농경지 피해액, 공공시설물 피해액, 기타 피해액, 간접 피해액 등을 사업지구의 농산물 피해액과 관련시켜 산정하는 방법이다.
- 간편법에 적용되는 공식 및 적용내용은 다음과 같다.

표 2-1-21 간편법 개요

<table>
<tr><th colspan="3">간 편 법</th></tr>
<tr><td colspan="3">· 문헌 : 치수사업 경제성분석 개선방안 연구 (2001.2)</td></tr>
<tr><td>비 용</td><td>편 익</td><td rowspan="2">$\frac{B}{C}=\frac{R-M}{K+O}=\frac{\alpha R'-M}{K+O}$
R : 총 홍수피해 경감 기대액의 연평균 현재가치
M : 제방부지 손실액의 연평균 현재가치
K : 총 투자액의 연평균 현재가치
O : 유지관리 및 경상보수비용 연평균 현재가치(연평균 사업비의 0.5%)
R' : 연평균 홍수피해 경감 기대액 연평균 현재가치
α : 자산증가 배율계수(3.72)</td></tr>
<tr><td>·보상비
·공사비
·유지관리
·경상보수 비용</td><td>·연평균 인명피해액
·연평균 농작물피해액
·연평균 가옥피해액
·연평균 농경지피해액
·연평균 공공시설물피해액
·기타피해액
·연평균 간접피해액</td></tr>
<tr><td colspan="3">① R′ = Rp-Ri Rp : 하천개수 이전의 연평균 홍수 피해액
Ri : 하천개수 이후의 연평균 피해액
② Rp = P+H+D+S+F+T+E P : 연평균 인명피해액, H : 연평균 농작물 피해액
D : 연평균 가옥 피해액, S : 연평균 농경지 피해액
F : 연평균 공공시설 피해액, T : 연평균 기타 피해액
E : 연평균 간접 피해액
Ri = S×(1+r)×h S : 농작물 내수 피해액, r : 지역별 기타 내수 피해계수
h : 지역별 농산물의 연평균 현재가치 환산 계수</td></tr>
</table>

- 개선법은 회귀분석법 이라고도 하며 인명피해, 이재민피해, 농작물 피해액에 대하여는 간편법에서 사용하는 원단위법을 활용하고, 건물피해액, 농경지 피해액, 공공시설물 피해액, 기타 피해액은 재해연보를 근거로 도시유형별 침수면적-피해액 관계식을 설정하여 피해액을 산정하는 방법이다.
- 개선법에 적용되는 공식 및 적용내용은 다음과 같다.

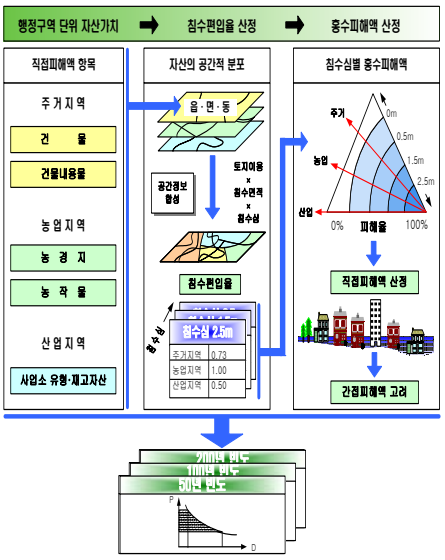
표 2-1-22 개선법 개요

개 선 법		
· 문헌 : 치수사업 경제성분석 개선방안 연구 (2001.2)		
비 용	편 익	
· 공사비 (축제공, 호안공, 구조물공, 보상비등) · 연평균 사업비 · 연평균 유지비 · 연평균 비용	· 인명피해액 · 이재민 피해액 · 농작물 피해액 · 공공시설물 피해액 · 건물·농경지피해액 · 기타피해액	$\frac{B}{C}=\frac{\sum_{t=0}^{n}\frac{R_t}{(1+r)^t}}{\sum_{t=0}^{n}\frac{C_t}{(1+r)^t}}$ r : 할인율(7.5%) t : 분석기간
① 인명손실액 = 침수면적당 손실인명수(명/ha) × 손실원단위(원/명) × 침수면적(ha) ② 이재민피해손실 = 침수면적당 발생이재민(명/ha) × 대피일수(일) × 일평균소득(원/명, 일) × 침수면적(ha) ③ 농작물피해액 = 침수경지면적(ha) × 수확량(물량/ha) × 농작물피해율(%) × 농작물단가(원/물량) ④ 공공시설물피해액 = 침수면적-피해액관계식의 피해액 관계식 이용 ⑤ 건물피해액 = 침수면적-피해액 관계식 이용 ⑥ 농경지피해액 = 침수면적-피해액 관계식 이용 ⑦ 기타피해액 = 침수면적-피해액 관계식 이용		

- 다차원 홍수 피해액 산정법(MD-FDA; Multi-Dimensional Flood Damage Assessment)은 예상피해지역의 일반자산조사(건물, 건물내용물, 농경지, 농작물, 사업체유형(재고자산))를 통해 대상지역의 100% 피해규모를 산정후 침수심 조건에 따라 피해율을 적용하여 예상 홍수 피해액을 산정하는 방법이다.

- 다차원 홍수 피해액 산정법은 회귀식에 의한 기존 개선법의 문제점을 개선하기 위하여 건설교통부에서 수행한 『하천치수사업 타당성 분석 보완연구』(2004. 4)에서 제시된 홍수피해액 산정방법으로 적용되는 공식 및 내용은 다음과 같다.

표 2-1-23 다차원법 개요

다 차 원 법			
· 문헌 : 하천치수사업 타당성분석 보완 연구 (2004.4)			
비 용	편 익	개념도	
·공사비 (축제공, 호안공, 구조물공, 보상비 등) ·연평균 사업비 ·연평균 유지비 ·연평균 비용	·건물 ·농경지 ·기타시설물 ·교통시설물 (도로, 교량, 철도) ·하천시설물 ·공공시설물 (하천시설물 제외)		

자산조사	① 건물자산가치(원) = 단위면적별 건축형태별 건축단가(원/㎡) × 건축형태별 연면적비율(㎡/개수) × 가구수(개수) × 기준년 건설업 Deflator(보정계수) ② 건물내용물 자산가치(원) = 가정용품평가액(원/세대수) × 세대수 × 소비자 물가지수 ③ 농작물 자산가치 = 단위면적당 농작물평가단가(원/ha) × 농작물작부면적(ha) × 소비자물가지수 ④ 산업지역자산가치(원) = 산업분류별(농업, 임업, 어업, 광업, 제조업, 전기, 가스, 건설업 등) 사업체 1인당 유형자산 및 재고자산평가액(원/인) × 사업체별 종사자수 (1인) × 소비자물가지수
침수피해액 산정	① 건물피해액 = 건물자산가치(원) × 건물침수편입율 × 건물침수피해율 ② 건물내용물피해액 = 건물내용물자산 × 침수피해율 ③ 농경지피해액 = 매몰 : 매몰면적(㎡) × 0.1m × 2,940원/㎥, 유실 : 유실면적(㎡) × 0.2m × 5,660원/㎥ ④ 농작물피해액 = 농작물자산가치(원) × 침수심, 침수시간별 피해율(%) ⑤ 산업지역피해율 = 산업지역자산가치(원) × 침수심, 침수시간별 피해율(%) ⑥ 인명피해액 = 침수면적당 손실인명수(명/ha) × 손실원단위(원/명) × 침수면적(ha)-개선법 동일 ⑦ 공공시설물피해액 = 항목별 공공시설물(도로, 교량, 하수도...)피해율 × 일반자산피해액(①~⑤)

표 2-1-24 간편법, 개선법, 다차원법의 경제성 평가방법 비교

구 분				간 편 법	개 선 법	다 차 원 법
주요사항				•연평균 홍수피해경감 기대액의 연평균현재가치를 계산하는데 있어서 세부적인 자료가 부족하여 계산이 불가능할 때 사용	•침수면적만의 함수(침수면적-피해액 관계식) •5개 도시유형별로 침수면적- 피해액 곡선을 제시	•침수면적, 침수심, 빈도의 함수 •행정구역별 각종 지표에 침수편입율 및 침수심별 피해율을 곱하여 피해액 산정
편익 산정 개념				총홍수피해경감기대액의 현재가치 - 제방부지로 인한 손실액의 연평균 현재가치	피해액×침수면적 (홍수피해주기고려)	대상자산×침수면적×피해율(피해액을 빈도별로 계산)
세부편익별산정방법	자산피해	일반자산피해	건 물	반영안됨 (가옥피해액만을 산정)	침수면적-피해액 관계식	건물면적×피해율×건축단가
			가정용품	반영안됨	반영안됨	세대수×피해율×가정용품단가(가정용품단가는 5가지로 구분)
			농경지	농작물피해액×피해계수	침수면적-피해액관계식	농경지침수면적×손실단가(손실단가는 매몰, 유실로 구분)
			농작물	과거최대규모홍수시 침수지역내 경지면적×단위면적당수확량×피해율×단가	전(답)침수면적×작물단가	농작물×피해율×농작물평가단가
			유형재고자산	반영안됨	반영안됨	종사자수×피해율×평가단가 (평가단가는 유형·재고자산으로 구분)
		공공시설물		농작물피해액×피해계수	침수면적-피해액관계식	일반자산피해액×일정비율(1.694)
	인명피해	인명 손실		침수면적(10a)당 피해인수×범람면적(10a)×단위피해액	침수면적×침수면적당손실인명수×원단위	좌동
		이재민		반영안됨	침수면적×침수면적당이재민수×평균소득	좌동
	기타편익			농작물피해액×피해계수	침수면적-피해액 관계식	반영안됨

표 2-1-25 간편법, 개선법, 다차원법의 장·단점 비교

구 분	간 편 법	개 선 법	다 차 원 법
장점	•농작물피해액을 기준으로 피해계수를 적용하므로 예상피해액 산정방법이 간편함 •세부적인 자료가 부족하여 연평균 홍수경감 기대액의 현재가치 계산이 불가능할 때 사용할 수 있음 •경제성 분석을 위한 소요자료 및 인력 소요가 적음	•간편법에 침수면적-피해액 회귀식 추가 편익산정 •분석범위가 간편법에 비해 폭넓음 •간편법에 비해 분석방법론에 있어서 보편화되어 있음	•범람구역 자산조사를 통한 예상피해액을 구하는 방법이 개선법에 비하여 정확 •지역의 피해를 입은 자산을 정확히 나타낼 수 있어 피해지역의 특성을 그만큼 더 충실히 나타냄 •편익계산시 간접편익이 고려됨으로 개선법에 비해 정확함 •침수면적 산정시 홍수빈도개념이 적용되므로 신뢰성이 높음
단점	•사업의 경제성이 비교적 낮게 평가됨 •하천이나 수계전체의 입장을 고려하지 못함 •사업지구를 기본단위로 하고 있어 사업의 파급효과가 하류에 미치는 것을 고려하지 못함	•예상피해액을 산정함에 있어서 간접편익(교통시설의 손실 기회비용, 하천시설물의 손실 기회비용)이 고려되어 있지 않음 •실제홍수피해액의 강도에 중요한 영향을 미치는 침수심과 침수기간을 고려하지 못함 •예상피해액 산정시 단순히 재해연보를 회귀분석하므로 정확도가 떨어짐 •재해연보 기준으로 홍수피해 평균주기를 산출하므로 홍수빈도가 고려되지 않음	•단순히 도시유형분류에 의해 구분하여 피해액을 구하는 것은 각분류에 대한 평균을 취하기 때문에 정밀도가 부족 •침수면적과 피해와의 관계를 도출하기 위해서 많은 전문인력과 비용이 필요함 •자산자료(주택, 농작물, 산업시설)수집이 어려움

간편법, 개선법, 다차원법의 비교를 바탕으로 본 연구에서는 도림천 유역에 대하여 다차원법을 활용한 경제성 분석을 위해 과거 침수가 발생한 2011년 7월 27일의 침수해석 결과를 통해 침수 피해액을 산정하였다.

다차원 홍수피해 산정기법은 직접편익을 산정하기 위하여 편익을 주거지역, 농업지역, 산업지역, 공

공시설물 피해 경감으로 구분하여 산정한다. 공공시설물을 제외한 각각의 편익은 통계자료를 이용하여 자산을 산정하고 침수심과 침수편입율에 따른 피해율을 곱하여 피해액을 산정한다. 연구대상지역인 도림천은 도시지역으로 농업지역이 없고, 대부분 주거 및 상업지역으로 이루어져 있다. 도시지역의 침수피해액 산정을 위해 행정구역의 통계자료를 활용하여 자산자료를 세분, 조사하였으며, 주거가치에 의한 침수피해액을 산정하였다.

연구대상지역인 대림, 신림 3, 4 배수분구는 관악구 및 금천구 행정구역에 해당하는 지역으로 관악구의 조원동, 신사동, 미성동, 난곡동, 난향동 등 5개의 동과, 금천구의 독산동이 포함된다. 이 중 금천구의 독산동은 과거 침수흔적에서 침수흔적이 나타나지 않은 것으로 판단되어 제외 하였으며, 관악구 통계자료를 활용하여 5개의 동의 자산기준을 조사하였다. 아래 표는 각 행정구역의 기초 자료를 나타낸 것이다.

표 2-1-26 행정구역별 기초자료

구 분	단위	신사동	미성동	난곡동	난향동	조원동
행정구역면적	ha	64.0	140.0	90.0	82.0	67.0
세대수	세대	6,532	9,083	8,273	4,858	4,310
가구수	호	3,207	7,430	6,048	4,853	3,720
주거지면적	ha	64.0	70.0	63.0	41.0	67.0
전면적	ha	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
답면적	ha	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

기초자료를 바탕으로 건물 형태별 건물자산 가치를 계산하였다. 건물자산 가치는 건축형태별 건축단가와 전체 세대수 중 건축형태의 세대 비율, 건축물의 면적을 연계하여 계산 할 수 있으며, 아래는 건축형태별 건축 단가와 행정구역에 따른 건축형태별 평균 평수를 나타낸 표이다.

표 2-1-27 건축형태별 건축단가 (단위 : 천원)

구 분	단독	아파트	연립	다세대	비거주용
철근콘크리트조	722,822	566,001	566,001	722,822	537,593
철골조	-	-	-	-	483,143
연와석조	683,124	489,288	489,288	683,124	450,002
목조	512,604	-	-	512,604	431,919
목골모르타르조	378,972	-	-	378,972	190,691
토벽조	378,972	-	-	378,972	190,691
블록조	508,428	-	-	508,428	409,187
간이목골모르타르조	378,972	-	-	378,972	190,691

표 2-1-28 전국평균 건축형태별 평균평수

구 분		면적		비고
		평수	㎡	
단독주택	동	39.9	132	
아파트	동	22.2	73	
연립주택	동	22.1	73	
다세대주택	동	19.1	63	
영업용건물내 주택	동	32.1	106	

도림천 유역은 서울시 도시지역이므로 건축형태는 철근콘크리트조를 적용하였고, 세대당 건축 평수는 동에 해당하는 면적을 적용하였으며, 건축단가와 평수를 사용하여 전체 행정구역의 동별 건물자산가치를 계산하였다.

표 2-1-29 건축형태별 건물 자산가치 (단위 : 천원)

구 분	신사동	미성동	난곡동	난향동	조원동
단독주택	217,563	504,050	410,373	329,289	252,364
아파트	45,366	105,104	85,588	68,677	52,643
연립주택	9,264	21,422	17,438	13,992	10,746
다세대주택	21,745	50,380	41,009	32,877	25,201
영업용건물내 주택	11,338	26,325	21,382	17,195	13,152
계	305,276	707,281	575,790	462,030	354,106

건물에 대한 홍수피해액은 피해지역의 건물자산액에 추정 침수심에 따른 침수편입율과 침수피해율을 곱하여 산출하며, 주거의 형태와 무관여 자산의 피해율은 모두 같다는 가정 하에 별도의 건물피해율표에 의해 산정한다. 아래 표는 침수심별 건물피해율을 나타낸 표이다.

표 2-1-30 침수심별 건물피해율

구분	0.0~0.5m	0.5~1.0m	1.0~2.0m	2.0~3.0m	3.0m~
단독	15.00%	32.00%	64.00%	95.00%	100.00%
아파트	4.50%	6.20%	9.40%	12.50%	13.00%
연립	6.00%	9.40%	15.80%	22.00%	23.00%

본 연구는 대상지역 중 침수면적이 넓게 나타난 조원동, 신사동, 미성동이 포함되어 있는 대림, 신림 4 배수분구를 하나의 구역으로 구분하고, 난곡동, 난향동이 포함되어있는 신림3 배수분구를 하나의 구역으로 구분하였다. 지형자료별 건물 침수피해액을 산정하기 위해 침수심별 침수면적 모의 결과를 활용하여 침수심에 따른 침수피해율을 산정하였다.

1 m급 LiDAR 자료와 10 m급 DEM, 1:1,000 수치지형도를 활용하여 수행된 침수해석 결과를 활용하여 침수심에 따른 침수편입율을 계산하였으며, 건축형태별 자산가치를 활용하여 지형자료별 건물피해액을 산정하였다.

표 2-1-31 LiDAR 1m×1m DEM 침수모의결과 건물 피해액

배수분구	침수심(m)	건물피해액(백만원)			
		단독	아파트	연립,기타	소계
대림, 신림4 배수분구	0~0.5	17,941.26	540.42	212.90	18,694.58
	0.5~1.0	19,267.22	374.82	107.17	19,749.20
	1.0~2.0	22,429.80	330.77	62.38	22,822.95
	2.0~3.0	5,211.19	68.85	9.76	5,289.80
	3.0~	3,722.09	48.58	6.63	3,777.30
	합계	68,571.56	1,363.44	398.84	70,333.84
신림3 배수분구	0~0.5	756.39	22.79	8.96	788.14
	0.5~1.0	-	-	-	-
	1.0~2.0	-	-	-	-
	2.0~3.0	-	-	-	-
	3.0~	-	-	-	-
	합계	756.39	22.79	8.96	788.14

표 2-1-32 10m×10m DEM 침수모의결과 건물 피해액

배수분구	침수심(m)	건물피해액(백만원)			
		단독	아파트	연립,기타	소계
대림, 신림4 배수분구	0~0.5	22,601.84	680.80	268.20	23,550.85
	0.5~1.0	17,425.88	339.00	96.93	17,861.81
	1.0~2.0	861.10	12.70	2.39	876.19
	2.0~3.0	106.80	1.41	0.20	108.41
	3.0~	25.66	0.33	0.05	26.05
	합계	41,021.28	1,034.24	367.78	42,423.30
신림3 배수분구	0~0.5	889.93	26.82	10.54	927.28
	0.5~1.0	-	-	-	-
	1.0~2.0	-	-	-	-
	2.0~3.0	-	-	-	-
	3.0~	-	-	-	-
	합계	889.93	26.82	10.54	927.28

표 2-1-33 1:1,000 수치지도활용 침수모의결과 건물 피해액

배수분구	침수심(m)	건물피해액(백만원)			
		단독	아파트	연립,기타	소계
대림, 신림4 배수분구	0~0.5	17,915.61	539.65	212.60	18,667.85
	0.5~1.0	24,767.75	481.82	137.77	25,387.34
	1.0~2.0	1,418.57	20.92	3.95	1,443.44
	2.0~3.0	211.06	2.79	0.40	214.24
	3.0~	172.18	2.25	0.31	174.73
	합계	44,485.17	1,047.42	355.01	45,887.60
신림3 배수분구	0~0.5	2,747.18	82.78	32.53	2,862.49
	0.5~1.0	56.77	1.08	1.51	59.36
	1.0~2.0	12.69	2.11	0.83	15.63
	2.0~3.0	0.09	-	-	0.09
	3.0~	-	-	-	-
	합계	2,816.72	85.97	34.87	2,937.57

지형자료별 건물 피해액을 산정한 결과 LiDAR 1m×1m DEM 결과는 약 711억 원, 10m×10m DEM 결과는 약 434억 원, 1:1,000 수치지도 결과는 약 488억 원의 건물 피해액이 발생할 것으로 계산되었다.

라) 4차년도 연구수행 결과

(가) 침수피해특성을 반영한 내배수시설의 수리학적 침수위험 저감효과 분걱 기술의 개발

우리나라의 경우에는 여름에 강수량이 높아 6~9월 사이에 큰 피해를 받을 확률이 높다. 또한, 기존 치수방재대책을 수립하기 위한 하도 정비와 펌프장 및 유수지를 설치하였으나 한계에 다다른 상황이며, 치수계획과 홍수예방을 위한 시설의 적절한 도입 기준과 조합이 필요하다. 따라서 법령 및 시행령과 설계기준을 고려하여 학교운동장과 공원의 대지 면적을 활용한 우수 저류지와 기존에 설치되어 있는 빗물펌프시설의 규모에 따른 피해 저감을 분석하였다.

도시지역이나 농경지등에 내리는 빗물에 의한 내수지역 침수 및 수질악화 등, 피해를 최소화하기 위한 내수배제 계획과 도시화에 따른 홍수유출량의 증가 및 감소되는 지하수의 함양에 대응하기 위한 우수유출저감시설 계획의 수립이 필요하다. 우수유출저감시설이란 본래의 유역이 가지고 있던 저류능력을 적정하게 유지토록하기 위해서 첨두유출량 및 총 유출량을 저감시켜 하류하천에 홍수부담을 감소시키며 빗물의 재활용 등 수자원활용도를 높여 지하수함양 및 하천의 건천화 방지, 유량확보 등을 통한 하천의 생태계를 복원시키고자 설치하는 시설이다. 내수배제계획을 수립할 때는 사업의 목적을 분명히 하고 일반적인 목적을 달성할 수 있도록 하기 위해 국토교통부는 내수배제 및 우수유출저감 계획을 재정하였으며, 그 내용은 아래와 같다.

① 내수침수로 인한 인명피해 방지, 개인 및 공공 건강 및 재산피해의 위험도 감소
② 하천에 인접한 공공시설의 침수로 인한 지표수와 지하수의 수질악화 방지
③ 도시지역 하천과 토지이용의 안전성 증대 및 고도화, 공간 생활의 질적 증진

<내수배제 및 우수유출저감 계획, 2016, 국토교통부>

또한, 저류시설을 설치하기 위한 법령 및 시행령과 우수저감 시설에 대한 유지관리 기준을 제시하여 우수배제를 위한 시설 도입의 기준을 정하고 있으며, 본 연구는 국토교통부의 <도시공원 및 녹지 등에 관한 법령집(2016)> 및 국민안전처 <우수유출저감시설의 종류·구조·설치 및 유리관리기준(2016)>에

따른 저류시설 도입 및 설치방안을 고려하여 저류지 도입에 따른 침수저감 효과를 분석하고 침수면적 DB를 구축하였다.

저류시설 입지 가능지역과 시설별 입력자료를 구축하기 위해 대상지역 내 우수저류시설을 설치할 수 있는 학교 운동장과 주변 공원의 입지를 조사하였다.



<우수유출 저감시설설치가능지(도림천유역)>



<대림1 배수분구>

그림 2-1-73 우수유출 저감시설 설치 가능지(대림3 빗물펌프장 설계 보고서)

도림천 유역의 저감시설 설치 가능지 및 대상지역인 대림1 배수분구의 설치가능지역은 그림 2-1-1과 같으며, 대상지역 내 설치가능 지역은 학교 운동장 9개소, 공원 5개소로 나타났다.

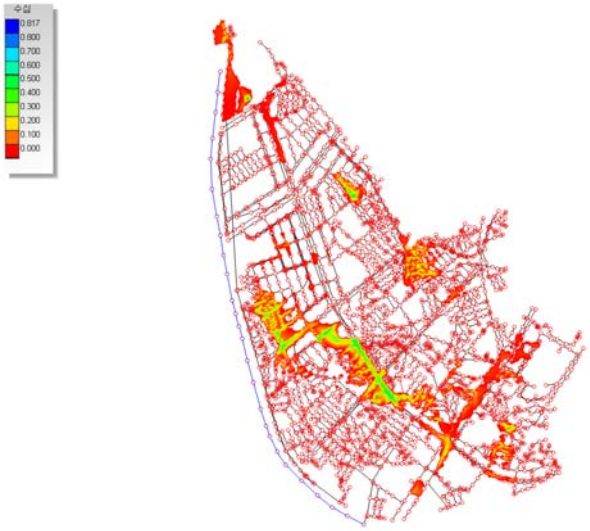
표 2-1-34 대상지역 우수저류시설 설치가능지(학교 운동장)

이름	신영초	영남중	도신초	대동초	신대림초	대림중	영림초	영신고	문창초
면적	6789㎡	8200㎡	5945㎡	6955㎡	4670㎡	5425㎡	4755㎡	5720㎡	5975㎡
침수여부	X	X	O	O	O	O	X	X	X

표 2-1-35 대상지역 우수저류시설 설치가능지(공원)

이름	원지어린이 공원	동심어린이 공원	두암어린이 공원	다사랑어린이 공원	대림어린이 공원	보라매 공원
면적	4269㎡	2772㎡	1180㎡	1137㎡	750㎡	1200㎡

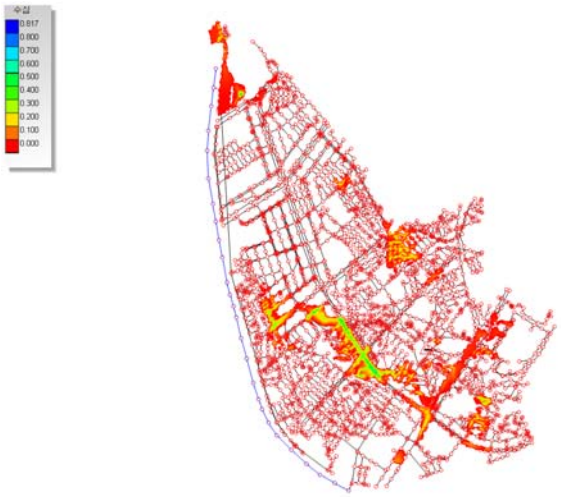
대상구간 내 우수저류시설 설치가능지역 중 침수지역과 근접한 곳에 위치한 시설들에 대하여 유출해석을 실시하였으며, 주변 관망의 밀집도와 저류시설의 설정 규모에 따른 침수면적을 산정하였으며, 침수저감 효과를 분석하였다.



저류지 설치 전



(a) 대동초



(b) 신대림초



(c) 대림중



(d) 도신초



(d) 다사랑어린이공원

그림 2-1-74 저류시설 설치에 따른 침수모의 결과

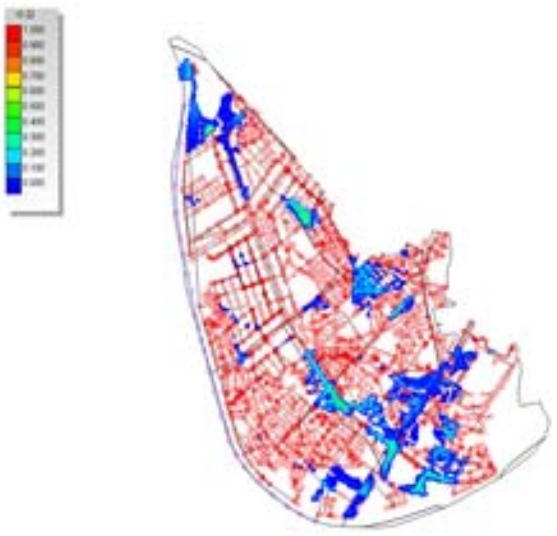
표 2-1-36 저류시설 설치에 따른 침수면적 (m2)

장소 / 침수심	대동초	신대림초	대림중	도신초	다사랑 어린이공원	저류지 설치 전
0~0.1 m	146,410.27	175,922.37	175,718.12	194,830.68	182,365.84	207,174.64
0.1~0.2 m	29,968.49	42,819.45	45,511.44	52,805.38	44,307.53	56,183.16
0.2~0.3 m	10,586.86	18,357.13	22,271.26	24,839.11	19,277.56	26,175.97
0.3~0.4 m	2,115.04	7,674.18	9,105.26	11,639.65	7,956.68	12,230
0.4~0.5 m	937.77	1,819.15	2,398.1	3,292.64	1,990.91	3,425.71
0.5~0.6 m	87.92	375.25	435.83	870.11	484.03	765.58
전제면적	190,106.35	246,967.53	255,440.01	288,277.57	256,382.55	305,955.06

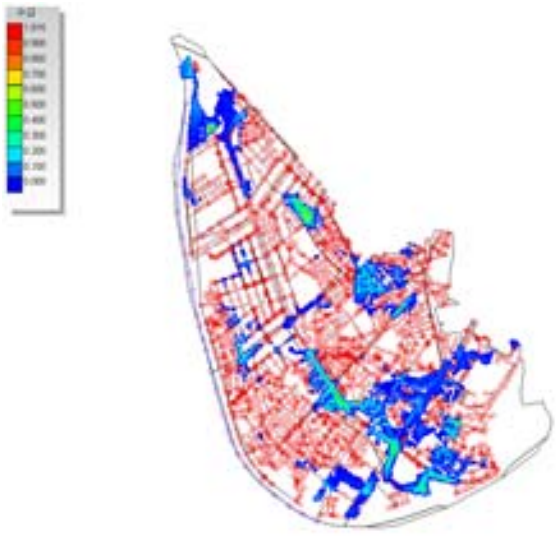
대림1 배수분구에는 도림천 우안으로 우수를 방류하는 대림3 빗물펌프장이 설치되어 있으며, 도림천의 설계빈도와 펌프장 설계빈도가 상이함에 따라 펌프시설 설계빈도에서 도림천 계획빈도 및 기왕 발생 강우의 빈도까지 강우를 예측하여 강우조건에 따른 최대 침수면적을 분석하였다.

표 2-1-37 서울시 확률강우량(Huff 3분위 분포) (mm)

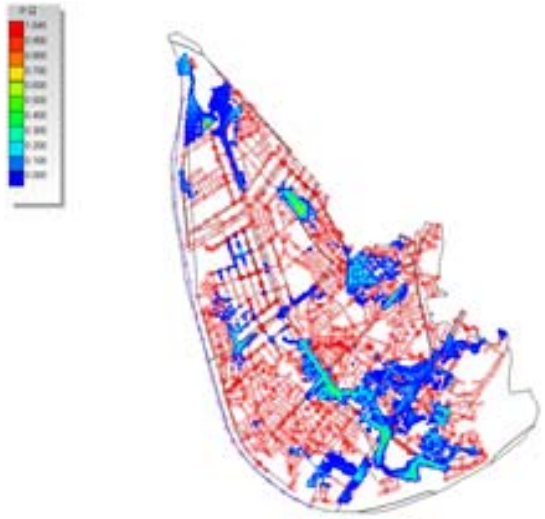
지속시간		1	2	4	6	12
빈도 (년)	30	91.2	134.4	182.4	210.6	259.2
	50	99.2	146.6	199.2	229.8	282
	70	104.5	154.6	210	242.4	297.6
	80	106.6	157.8	214.4	247.2	303.6



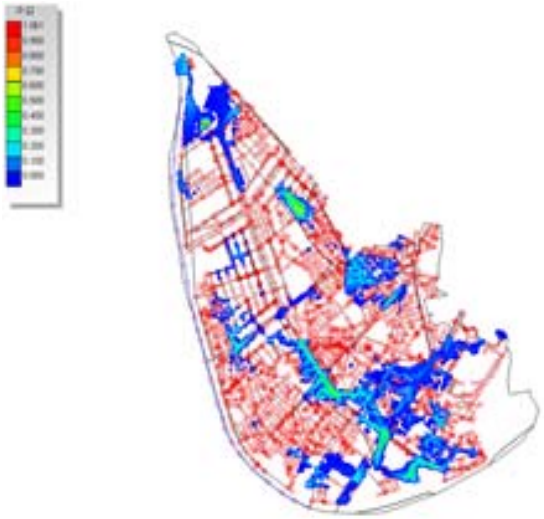
(a) 30년 빈도 1시간 지속 강우



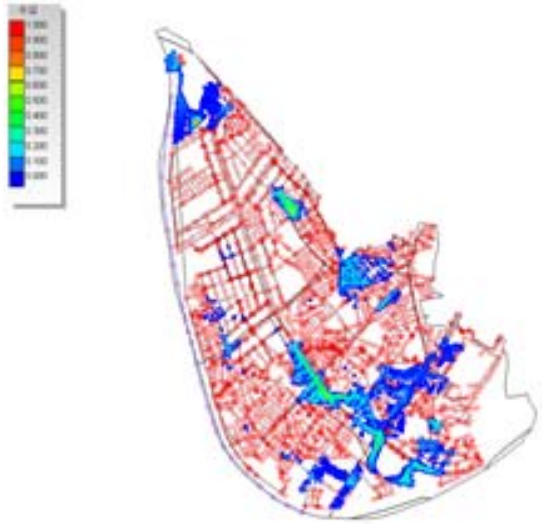
(b) 50년 빈도 1시간 지속 강우



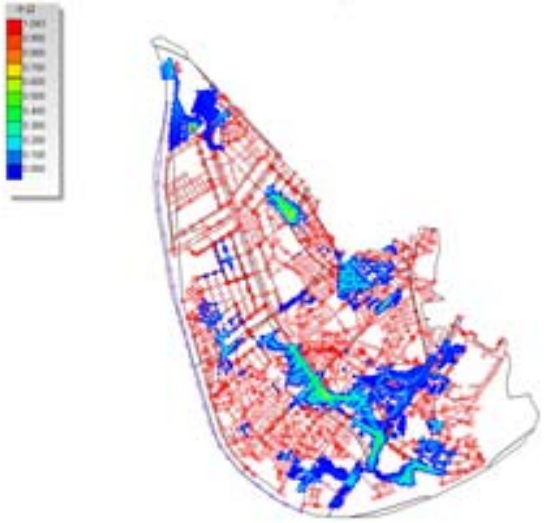
(c) 70년 빈도 1시간 지속 강우



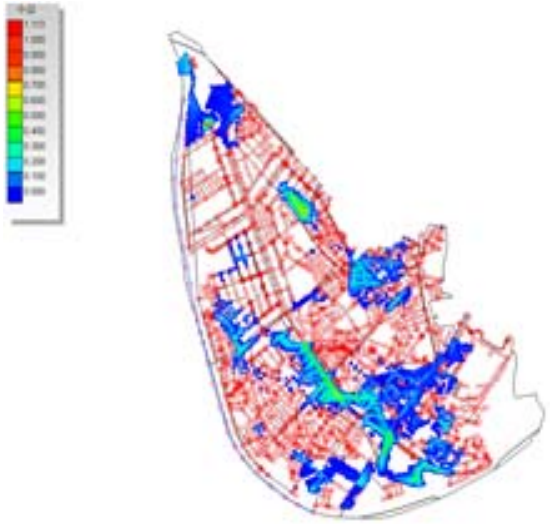
(d) 80년 빈도 1시간 지속 강우



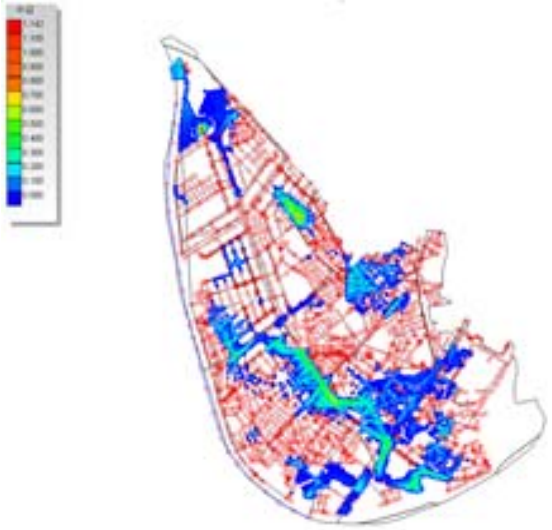
(e) 30년 빈도 2시간 지속 강우



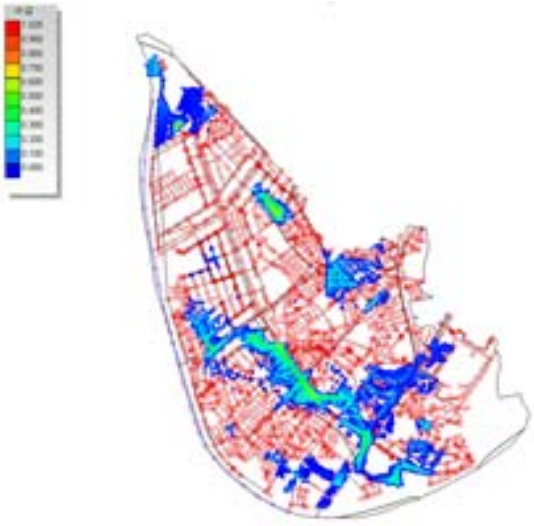
(f) 50년 빈도 2시간 지속 강우



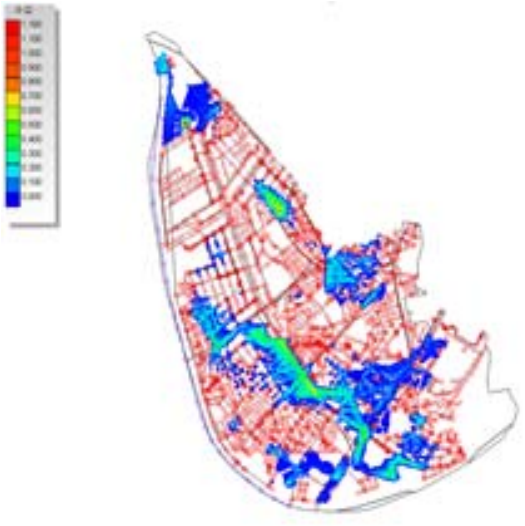
(g) 70년 빈도 2시간 지속 강우



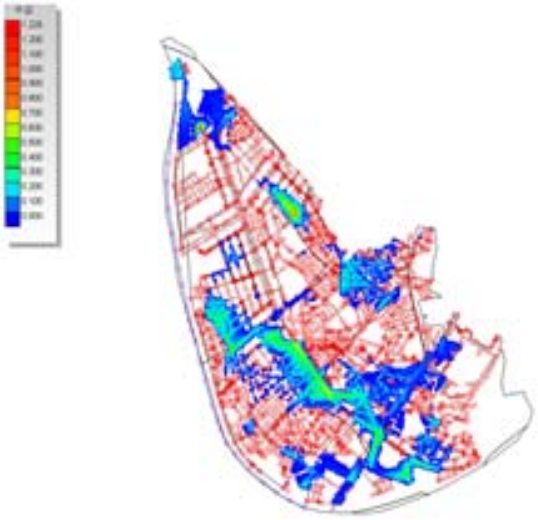
(h) 80년 빈도 2시간 지속 강우



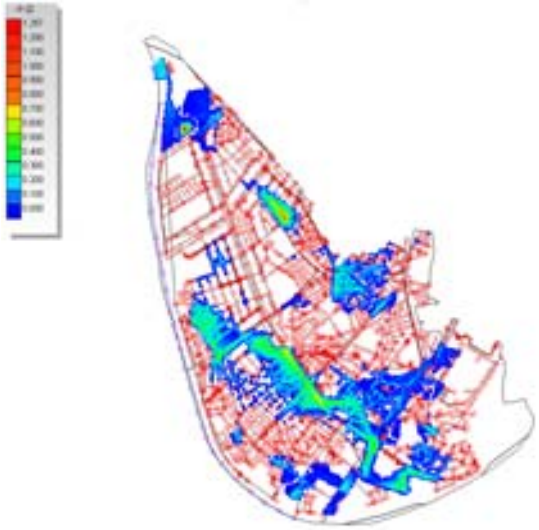
(i) 30년 빈도 4시간 지속 강우



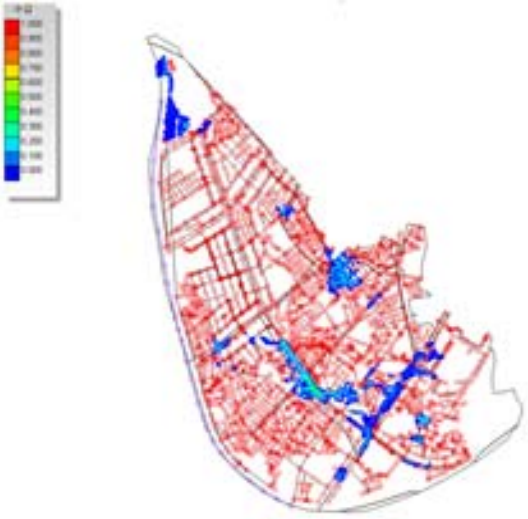
(j) 50년 빈도 4시간 지속 강우



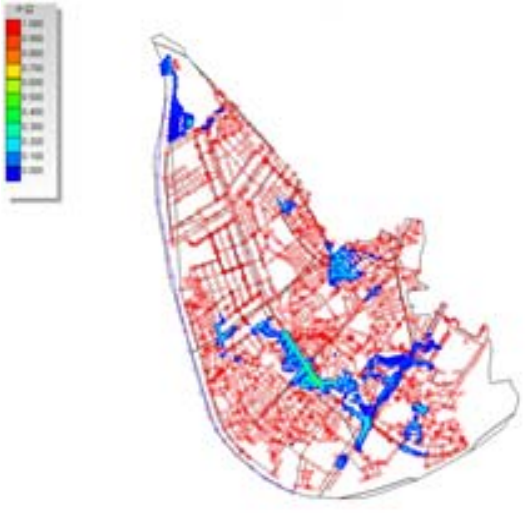
(k) 70년 빈도 4시간 지속 강우



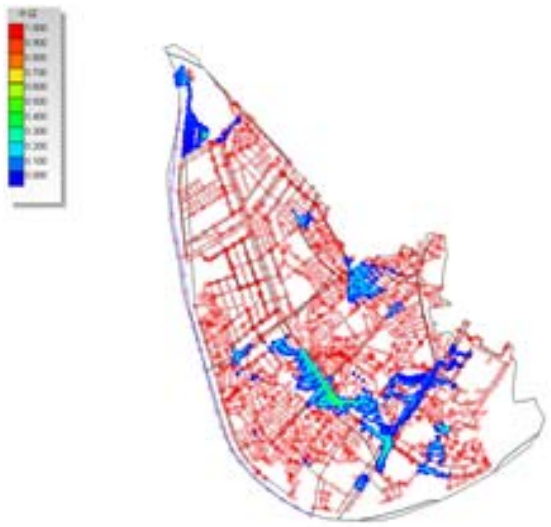
(l) 80년 빈도 4시간 지속 강우



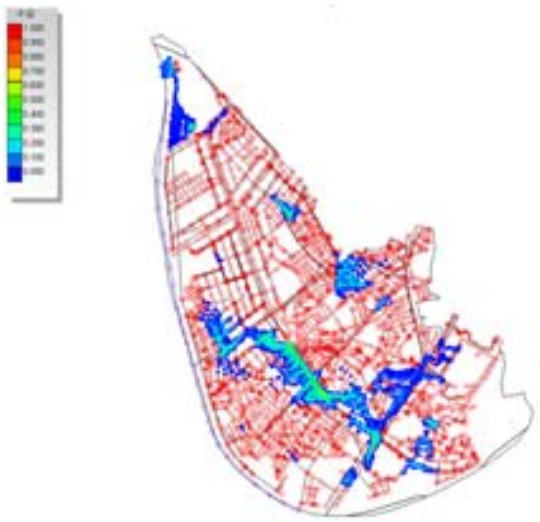
(m) 30년 빈도 6시간 지속 강우



(n) 50년 빈도 6시간 지속 강우



(o) 70년 빈도 6시간 지속 강우



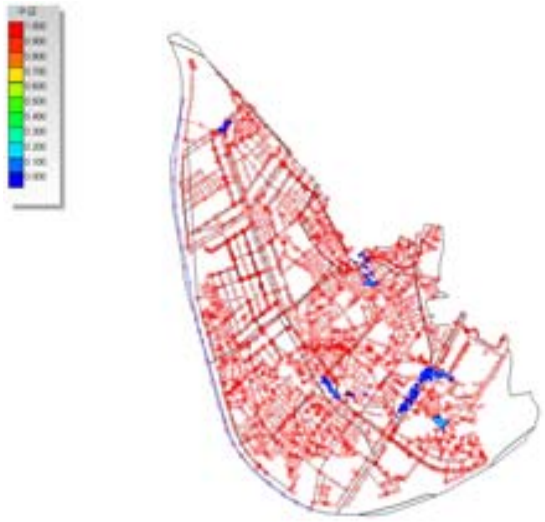
(p) 80년 빈도 6시간 지속 강우



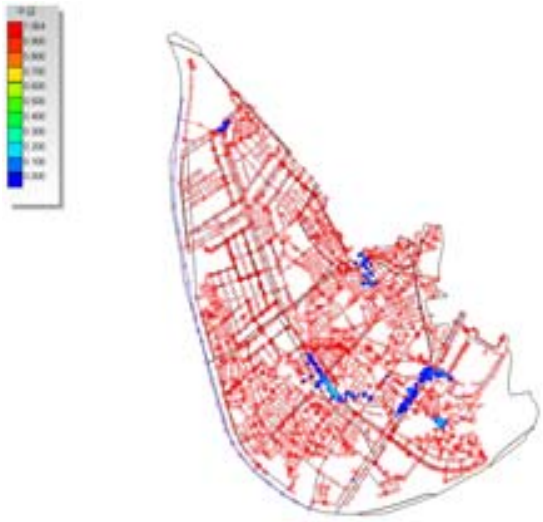
(q) 30년 빈도 12시간 지속 강우



(r) 50년 빈도 12시간 지속 강우



(s) 70년 빈도 12시간 지속 강우



(t) 80년 빈도 12시간 지속 강우

그림 2-1-75 발생빈도 및 지속시간별 침수모의 결과

표 2-1-38 빈도별 침수면적 (ha)

지속시간		1	2	4	6	12
빈도(년)	30	37.95	40.47	51.38	17.70	1.33
	50	49.84	50.89	59.75	24.33	2.48
	70	53.12	57.50	66.21	26.52	3.01
	80	55.69	62.14	68.07	32.29	4.20

(나) 최적 조합을 통한 내배수시설 홍수방어능력 평가 기법 및 프로그램 개발

① 홍수방어능력 평가 기법 개발을 위한 경제성 분석

다차원 홍수피해액 산정법은 치수사업의 경제성분석 연구(건교부, 2004)에서 제시한 것으로 침수심을 고려하여 범람지역내의 피해자산을 산정하여 침수심에 맞는 피해율을 곱해서 직접피해액을 산정하는 방법이다. 직접피해액에 해당하는 항목은 인명, 건물, 건물내용물, 농경지, 농작물, 사업소 유형·재고자산, 공공시설 피해액, 이재민 피해액 8가지로 분류된다.

② 편익 추정 방법

경제성 분석에서 직접피해 산정의 기본 단위로는 홍수지역의 범위가 홍수피해액에 주는 영향을 구체적으로 측정하기 위하여 홍수지역의 범위를 행정구역상의 읍면동 단위로 설정한다. 물론 읍·면·동 단위보다 더 작은 단위로 지역의 범위를 설정하면 피해액 산정 결과의 정확도를 훨씬 높일 수 있으나, 피해액 산정방식의 정확성(Precision), 가능성(Feasibility), 편의성(Convenience), 그리고 단순성(Simplicity) 등 산정방식이 가져야 할 바람직한 특성들을 최대한 조화롭게 충족시켜 줄 수 있는 현실적인 단위를 읍·면·동으로 판단한다. 직접피해액을 구체적으로 산정하기 위해서는 직접피해의 대상자산에 대한 자료, 침수심-피해율 관계, 해당지역의 침수심 자료 등이 있어야 한다. 그러므로 직접피해액 산정식을 적용하여 실제 홍수 피해액을 산정하기 위해서는, 첫 번째 정보와 두 번째 정보를 사전에 준비하여 위의 산정식을 미리 설정해두고, 실제로 특정한 홍수가 발생하게 되면 세 번째 정보를 이 산정식에 대입함으로써 실제 홍수 피해액을 산정하게 된다.

다음의 <표 2-1-6>은 행정구역별 지역특성을 반영하는 구체적인 자산산정방법을 나타내고 있다. 지역특성은 일차적으로 특정지역이 가지고 있는 주거특성, 농업특성, 산업특성으로 분류된다. 이러한 대분류 지역특성들이 구체적으로 홍수 피해액 산정에 어떻게 반영되는지를 아래와 같이 기술하였다.

표 2-1-39 직접피해 대상자산과 피해액 산정방법

지역특성	분류		자료	산정방법
주거특성	건물	단독주택	① 건축형태별 건축연면적 주택수 ② 건축형태별 건축단가 ③ 아파트, 연립주택의 층수 ④ 읍면동별 건축형태별 주택수	해당 읍면동의 평균건물연면적에 건축단가를 곱해서 산정 (①×②×④, ③은 고려사항)
		아파트		
		연립주택		
	건물내용물		① 가정용품 보급률 및 평균가격 ② 지역별가정용품평가액 ③ 읍면동별세대수	세대수에 1세대당 평가단가를 곱하여 산정 (②×③, ①은 고려사항)
농업특성	농경지	전	① 매몰, 유실에 의한 피해액 ② 읍면동별 전, 답 면적	매몰이나 유실이 발생하였을 경우 피해액을 바로 산정(①×②)
		답		
	농작물	전	① 단위면적당 농작물평가단가 ② 읍면동별 전, 답 면적 ③ 읍면동별 경작작물의 종류	논면적, 밭면적에 시군구별 단위면적당 농작물 평가 단가를 곱하여 농작물자산을 산정 (①×②, ③은 고려사항)
		답		
산업특성	유형자산		① 산업분류별 1인종사자수당 사업소 유형·재고자산액 ② 읍면동별 산업분류별 종사자수	산업대분류마다 종업자수에 1인당 평가단가를 곱하고 사업소 유형고정자산·재고자산을 산정(①×②)
	재고자산			

③ 침수 편입율 산정

기존의 홍수피해액 산정방법에서는 피해지역을 대도시, 중소도시, 전원도시, 농촌지역, 산간지역 등으로 특성에 따라 구분하고 특성별 가중치나 속성값들을 침수면적에 곱하는 1차원적인 방법으로 피해액을 계산하였다. 이러한 기존 방법은 최소 구분단위를 시·군·구로 하고 있어서 그 정밀도가 낮을 뿐 아니라 지역의 대표적 특성을 인구라는 하나의 독립변수만으로 구분하고 있어서 실제 피해지역의 자산가치가 올바르게 반영되었다고 할 수 없다. 또한 침수구역에 대한 공간적 정의 없이 수치적으로만 침수면적을 상정하기 때문에 침수심에 대한 고려가 불가능하며, 피해지역 내에서도 토지의 이용형태나 인구밀집도 등에 따라 피해액 산정방법이 달라야 함에도 이를 반영하지 못하는 단점이 있었다. 따라서 이를 보완하기 위해 다차원 홍수피해액 산정법에서는 피해지역의 읍·면·동 단위 행정구역, 침수구역 및 침수심, 토지이용상태 등의 공간정보를 지리정보시스템(GIS)과 연계하여 행정구역 내에서도 침수피해지역의 침수심에 따라 주거지역, 농촌지역, 산업지역별로 침수편입률을 산정한다.

침수편입률이란 행정구역 내에서 주거, 산업, 농업 등 지역특성요소의 총자산가치를 실제 침수된 부분에 대한 자산가치로 환산하기 위해 지역특성요소별로 지리요소인 공간객체들의 위치(position) 정보를 침수심별로 중첩하여 전체에 대한 비율로 나타낸 것이다.

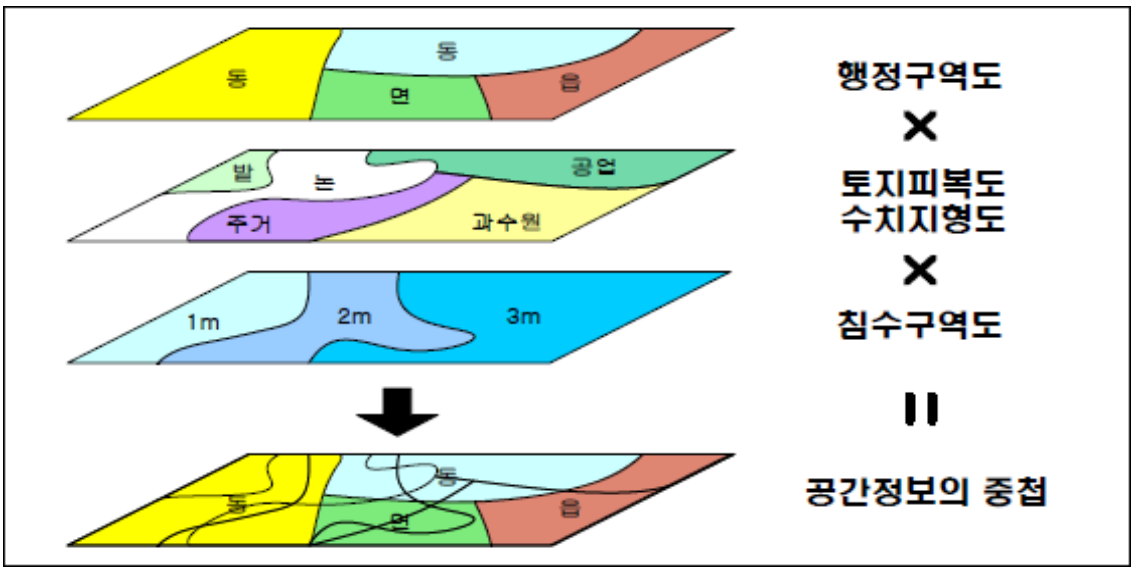


그림 2-1-76 침수편입률 산정을 위한 공간정보의 중첩

다음 그림의 A동 주거 또는 산업지역 침수편입률은 침수심이 0일 때 0.67, 0 이상일 때 0.33이 되며, B동의 침수편입률은 침수심 0일 때 1, 0 이상일 때 0이 되고 C동은 그 반대가 된다. 마찬가지로 농업의 경우는 건물도형의 수가 아닌 농업지역의 면적비로서 산정할 수가 있다.

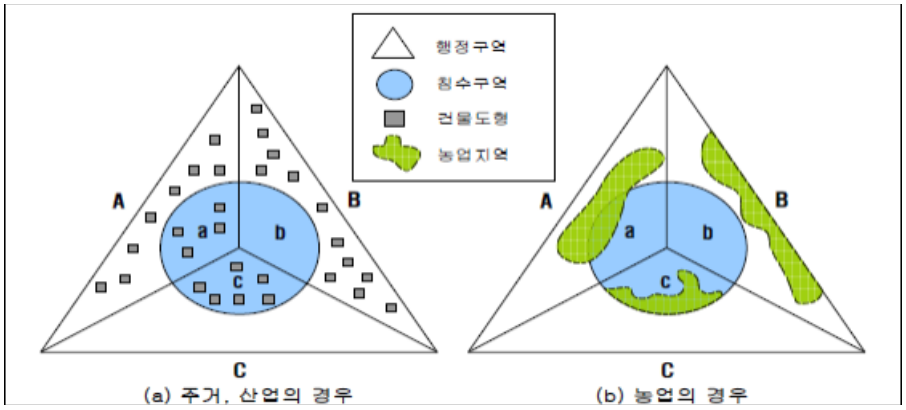


그림 2-1-77 침수편입률 산정을 위해 중첩된 공간정보의 개념도

침수심이 다음 그림에서와 같이 여러 단계로 구성되어 있을 때의 침수편입률은 침수심이 0m, 0m~0.5m, 0.5m~1.5m, 1.5m~2.5m, 2.5m 이상일 때 각각 0.3, 0.2, 0.25, 0.1, 0.15로 산정된다.

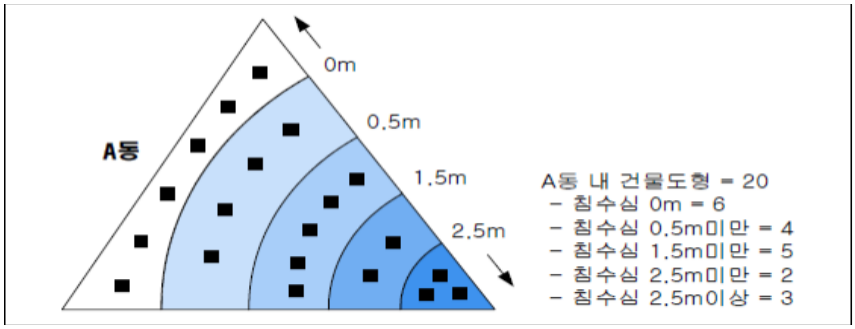


그림 2-1-78 침수심별 침수편입률

침수피해액을 산정하기 위해서는 항목별 자산액에 침수편입률과 침수피해율을 곱하여 피해액을 산출

하는 것으로 한다. 단, 공공시설물 등 피해에 관해서는 공공시설물 자산으로부터의 직접적인 추계가 곤란하기 때문에 일반자산 피해액과의 관계에서 산정한다.

본 연구는 위에서 설명한 자산조사 방법과 침수편입률을 활용하여 대상구간의 과거 침수피해가 발생하였던 강우사상에 대해 건물 피해액을 산정하였다. 대상 강우자료는 침수피해가 발생한 2010년 9월 21일 강우자료를 활용하였으며, 침수모의 결과 침수심별 침수면적을 계산활용하여 건물 및 건물내용물 피해액을 산정하여 건물에 대한 침수피해액을 산정하였다.

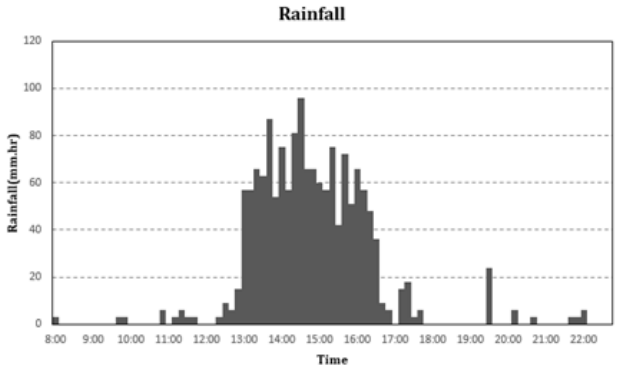


그림 2-1-79 강우자료(2010년 9월 21일)

표 2-1-40 지역별 주거 자료

	단위	대림1동	대림2동	대림3동	신대방1동	신길5동	신길6동
면적	ha	53.0	54.0	90.0	54.0	9.0	5.0
가구수	-	2773	3217	6234	1249	617	605
주거지 면적	ha	47.0	45.0	77.0	50.0	7.0	4.0

표 2-1-41 건축형태별 건축 단가 (백만원)

건축형태	대림1동	대림2동	대림3동	신대방1동	신길5동	신길6동
단독주택	169,834	204,849	165,785	73,846	42,060	22,471
아파트	48,353	40,347	215,171	169,682	6,949	20,370
연립주택	12,123	11,191	25,810	2,569	2,997	1,528
다세대주택	17,623	37,861	28,256	17,818	5,912	1,640
영업용	3,964	3,791	7,299	1,466	675	350
합계	251,897	298,039	442,321	265,381	58,593	46,359

산정결과 총 건물 및 건물 내용물 피해액은 약 225억 원으로 나타났으며, 0~0.5 m이하 약 224억 원, 0.5 m이상 약 1억 원으로 산정되었다.

표 2-1-42 침수모의결과 건물 및 건물내용물 피해액

배수분구	침수심 (m)	건물 피해액(백만원)				
		단독주택	아파트	연립주택	건물내용물	계
도림1 배수분구	0~0.5	11,594.11	2,566.97	1,249.22	6,943.29	22,353.59
	0.5~1.0	62.40	8.92	3.15	39.38	113.85
	Total	11,656.51	2,575.89	1,252.37	6,982.67	22,467.44

④ 홍수방어능력 평가 기법 및 프로그램 개발

- 프로그램 개요

홍수방어능력 평가를 위해 강우발생시 유역에 설치된 내수배제시설(펌프장, 관거, 저류지)의 규모, 경계조건 등을 고려한 모델링을 통해 능력을 검토하고, 현 상태와 개선된 Case(침수 저감을 위한 시설의 확장 및 신설)를 사전에 설정하여 비교 개선 후 효과를 판단할 수 있도록 치수경제성의 효과를 나타내는 방법을 설정하였고, 프로그램 구성 및 흐름은 아래와 같다.

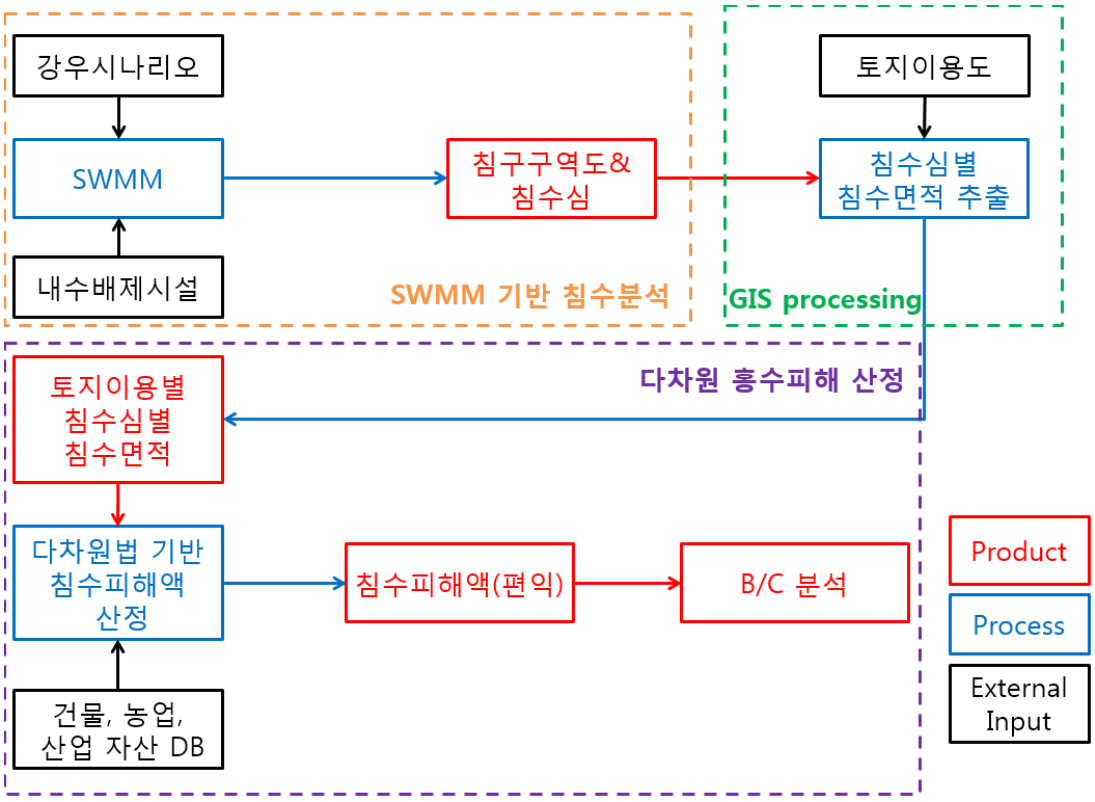


그림 2-1-80 프로그램 흐름 및 구성

프로그램 흐름에 따라 SWMM 모형 구축 및 침수분석이 선행되어야 하며, 침수심 및 침수면적 결과를 활용하여 GIS Processing과 다차원 홍수피해 산정기법을 활용한 침수피해 편익을 분석하여 홍수방어능력을 평가한다. 공간정보를 고려한 피해지역의 피해를 분석하기 위해 침수흔적과 토지이용도를 중첩한 결과를 활용해 침수구역을 세분화 하였다.

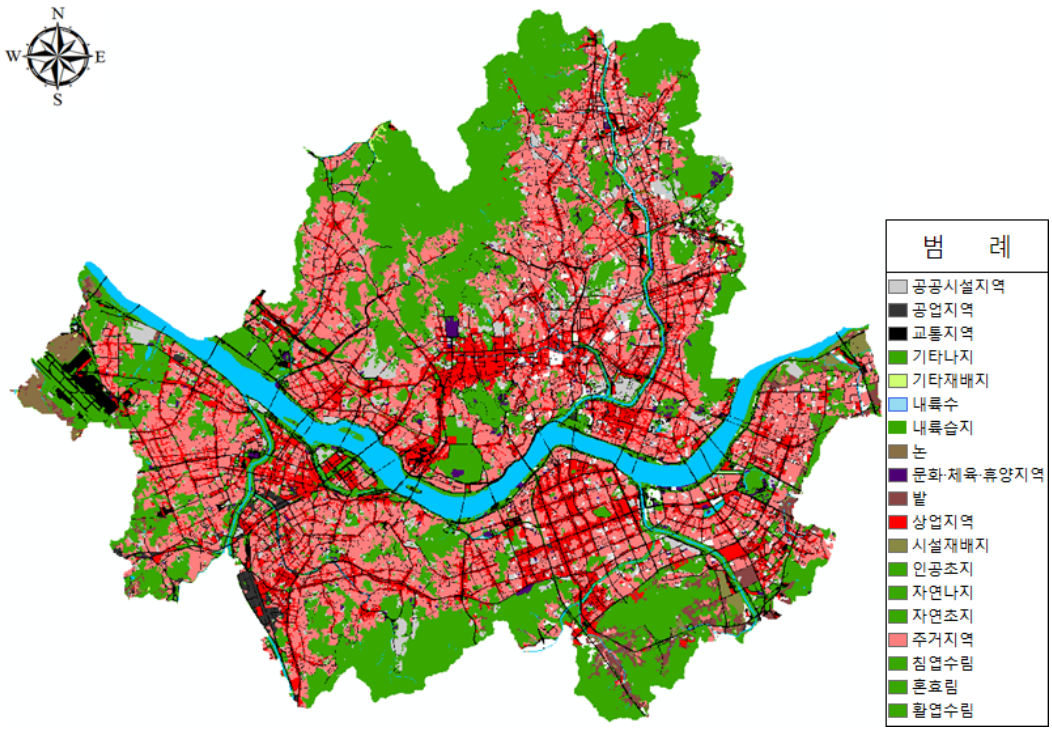


그림 2-1-81 서울시 중분류 토지이용도

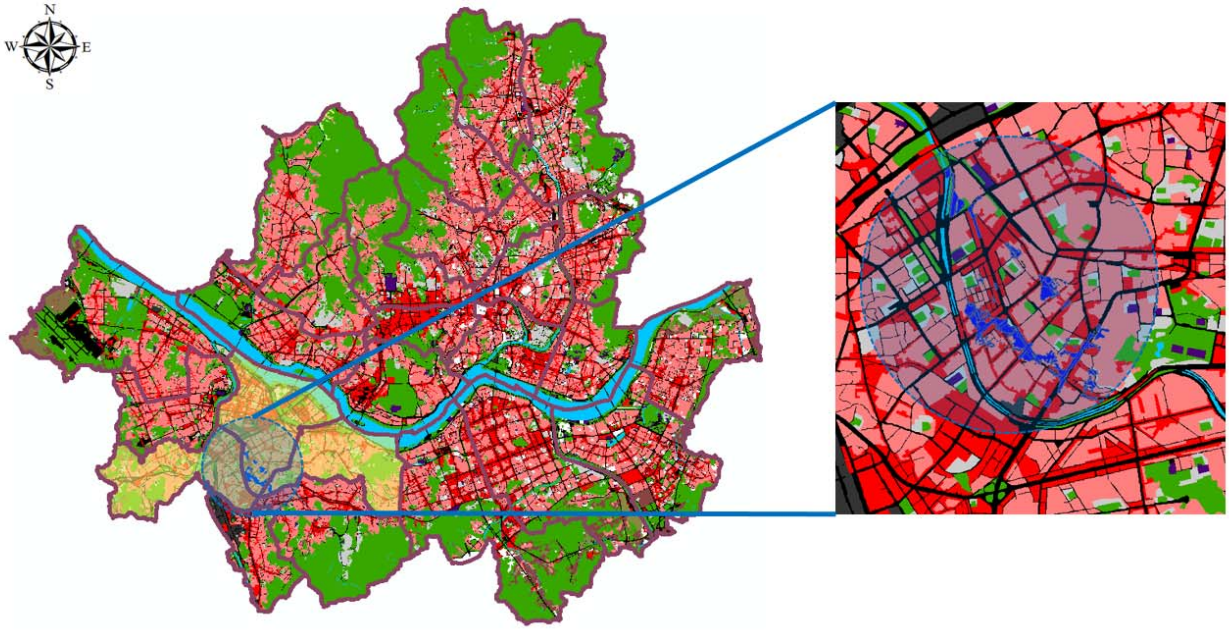


그림 2-1-82 도림1 배수분구 토지이용별 침수면적 중첩

대상구간인 대림1배수분구는 행정구역상 구로구, 영등포구, 동작구에 포함되며, 행정구역에 따른 토지이용 면적을 계산하기 위해 서울시 토지이용도와 행정구역도를 활용하여 대림1배수분구의 토지이용 현황을 산정하였으며, 침수모의 결과와 중첩하여 토지이용 별 침수면적을 산정하였다. 이렇게 산정된 토지이용별 침수심별 침수면적은 해당 배수분구의 기초자료와 연계하여 건물 및 산업자산 등 피해액 산정의 자료로 사용되게 되며, 산정된 피해액을 활용한 B/C분석을 통해 홍수방어능력을 평가한다.

표 2-1-43 서울시 토지이용도 면적계산 결과 (㎡)

토지이용도	서울시	구로구	영등포구	동작구
주거지역	168,729,247.3	6,821,558.4	5,469,920.1	6,894,527.1
공업지역	2,822,840.8	550,452.6	385,933	2,528.1
상업지역	66,965,415.6	2,149,048.9	4,716,897.1	1,647,486.9
문화 · 체육 · 휴양	4,678,959.5	88,587.5	173,246.3	67,080.3
교통지역	72,866,318.9	2,909,644.4	4,179,393.4	2,070,979
공공시설지역	27,989,775.2	833,656.3	756,981.3	893,992.7
논	2,925,521.8	21,651.9	0	0
밭	10,601,471.1	574,438.2	0	18,342.3
시설재배지	3,307,426.7	51,707.1	0	0
과수원	843,444.7	4,151.7	0	0
기타재배지	359,343.8	15,297.7	0	0
활엽수림	97,903,052.9	2,958,913.1	37,943.1	2,071,035.7
침엽수림	25,911,571.6	214,597.1	0	251,966
혼효림	18,874,175.4	122,830.8	0	324,176.2
자연초지	5,929,740.6	213,414.5	0	47,279.7
인공초지	34,731,711.2	821,018.4	2,283,673.1	1,417,938.1
내륙습지	1,721,799	106,797.5	20,674.3	6,372.7
자연나지	6,967,622.8	0	0	0
기타나지	18,415,627.4	1,036,512.5	468,400.3	602,046.3
내륙수	34,448,508	336,789.3	3,110,755.6	1,093,838.9
합계	606,993,574	19,831,067	21,603,817	17,409,590

표 2-1-44 행정구역별 토지이용 면적 및 침수구역 면적 (ha)

토지이용도	서울시	구로구	영등포구	동작구	침수구역
주거지역	16,872.92473	682.15584	546.99201	689.45271	11.51357
공업지역	282.28408	55.04526	38.5933	0.25281	0
상업지역	6,696.54156	214.90489	471.68971	164.74869	6.64269
문화 · 체육 ·	467.89595	8.85875	17.32463	6.70803	0.71948
교통지역	7,286.63189	290.96444	417.93934	207.0979	9.63371
공공시설지역	2,798.97752	83.36563	75.69813	89.39927	0.68622
논	292.55218	2.16519	0	0	0
밭	1,060.14711	57.44382	0	1.83423	0
시설재배지	330.74267	5.17071	0	0	0
과수원	84.34447	0.41517	0	0	0
기타재배지	35.93438	1.52977	0	0	0
활엽수림	9,790.30529	295.89131	3.79431	207.10357	0
침엽수림	2,591.15716	21.45971	0	25.1966	0
혼효림	1,887.41754	12.28308	0	32.41762	0
자연초지	592.97406	21.34145	0	4.72797	0
인공초지	3,473.17112	82.10184	228.36731	141.79381	0.28903
내륙습지	172.1799	10.67975	2.06743	0.63727	0
자연나지	696.76228	0	0	0	0
기타나지	1,841.56274	103.65125	46.84003	60.20463	0.78269
내륙수	3,444.8508	33.67893	311.07556	109.38389	0.32812
합계	60,699.3574	1,983.1067	2,160.3817	1,740.959	30.5955

마) 5차년도 연구수행 결과

(가) 최적 조합을 통한 내배수시설 홍수방어능력 평가 기법 및 프로그램 개발

- 최적 조합을 통한 침수저감률 분석

도림천유역 침수발생지역의 침수저감을 위해 저류시설 입지 및 지하저류조 설계를 통해 앞서 분석되었던 시설별 침수저감 효과를 활용하여 배제시설 조합에 따른 침수저감 효과를 분석하고자 하였다. 도림1배수분구에는 말단의 도림천 유입부에 빗물펌프장에 설치되어 있으며, 관망의 밀집도가 높아 관거용량초과에 의한 침수가 발행하여, 우수의 저류를 통한 침수저감을 위해 운동장이나 공원과 같은 공공시설의 지하공간에 저류조를 설치하고, 그 시설들의 조합운영에 따른 침수저감 분석을 실시하였다.

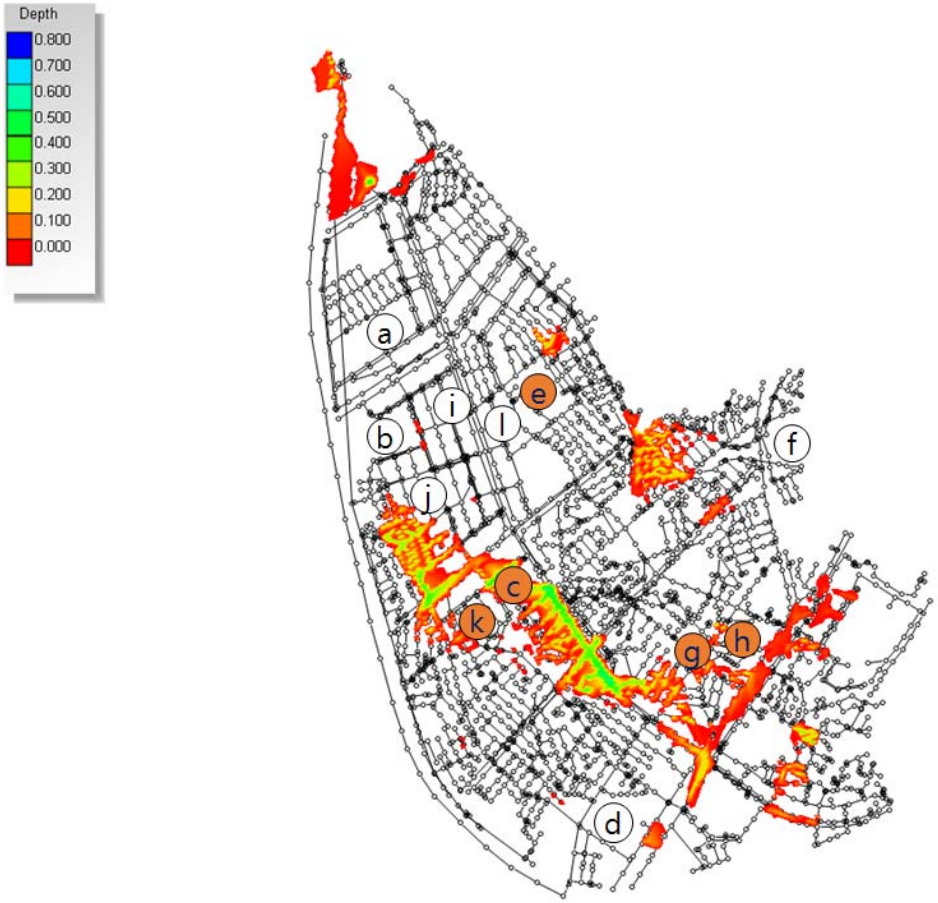


Fig. 6. Location of Virtual Underground Storage Tanks

도림1배수분구 내에서 지하저류조를 설치 할 수 있는 운동장 및 공원 등 총 12곳의 후보지 중 침수피해가 발생하였고, 충분한 저류용량을 기대할 수 있을 5곳을 선정하였으며, 그 지역과 설치 대상 지역과 설치된 저류조의 형태는 아래와 같다.

표 ##. 저류시설 설치 지역 및 저류지 부피

Location	대동초	신대림초	대림중	도신초	다사랑 어린이공원
Name	S-1	S-2	S-3	S-4	P-1
Volume	34,775 ㎥	23,350 ㎥	27,125 ㎥	29,725 ㎥	5,685 ㎥

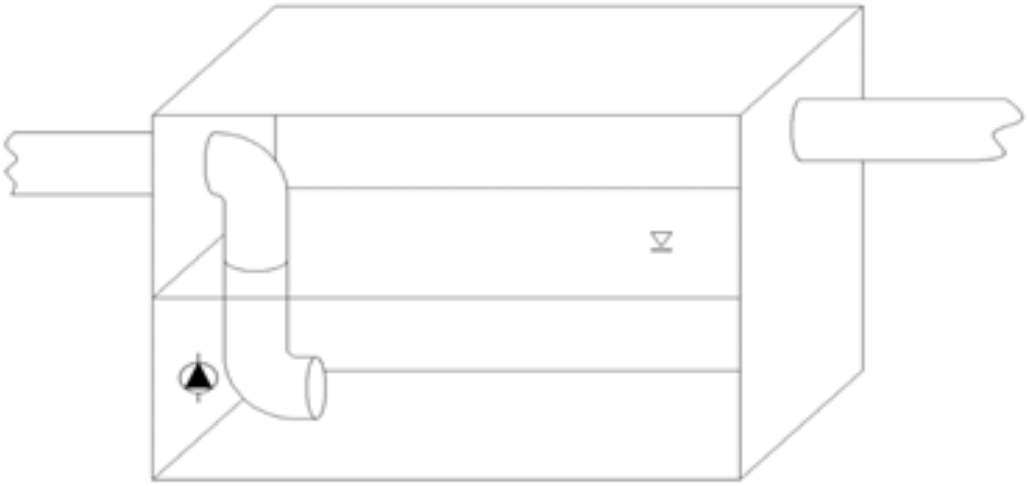


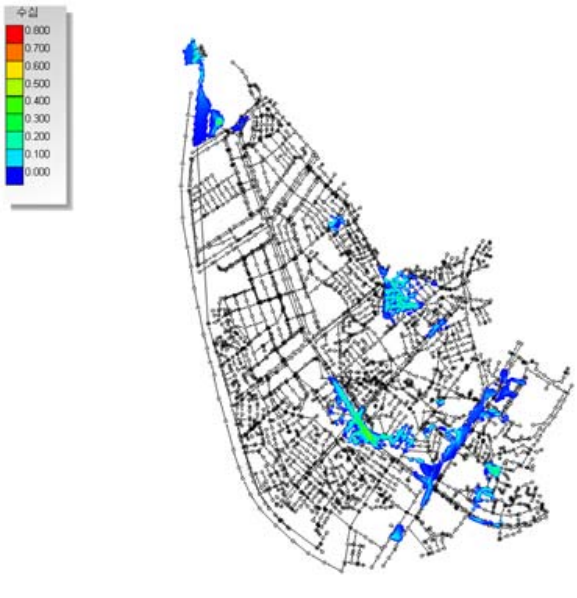
그림 84 저류지 설계 형태

각 시설들의 저류지의 형태와 유입관거 및 방류 관거를 연결하였고, 저류시설 내 만수위 도달시 역류로 인한 침수를 방지하기 위해 여유고를 두어 만수로 인한 역류를 최소화 할 수 있도록 설계하였다. 각각 설계된 저류시설의 조합 운영에 따른 침수저감효과를 분석하고자 각 시설들의 조합운영 시나리오를 구성하였으며, 그에 따른 침수 저감효율을 분석하였다. 조합운영 시나리오는 아래 표와 같다.

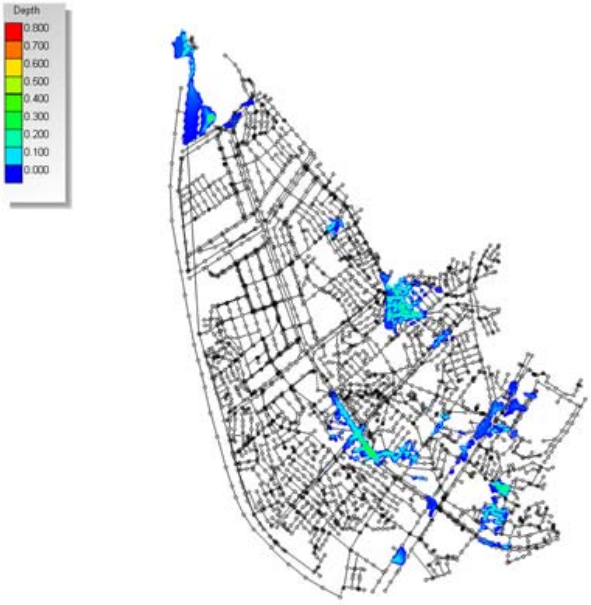
Table. 4. 지하저류지 조합 시나리오

CASE 1	S-1 - S-2	CASE 6	S-2 - S-4
CASE 2	S-1 - S-3	CASE 7	S-2 - P-1
CASE 3	S-1 - S-4	CASE 8	S-3 - S-4
CASE 4	S-1 - P-1	CASE 9	S-3 - P-1
CASE 5	S-2 - S-3	CASE 10	S-4 - P-1

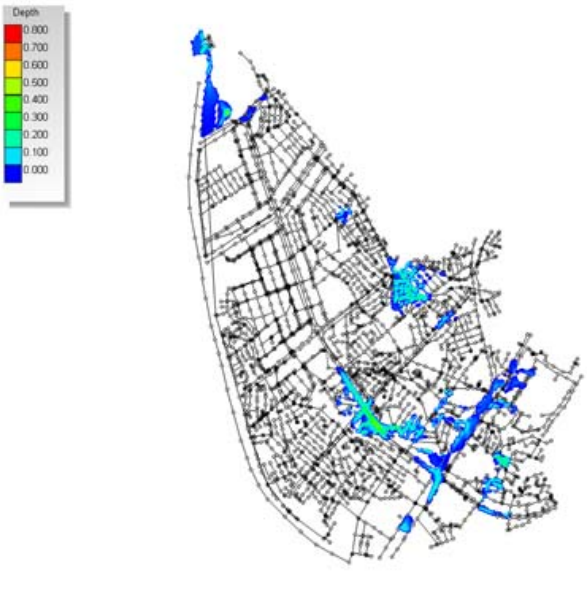
강우사상은 침수피해가 발생하였던 2010년 9월의 강우를 활용하였고, 총 10개의 조합시나리오의 결과는 아래 그림과 같다.



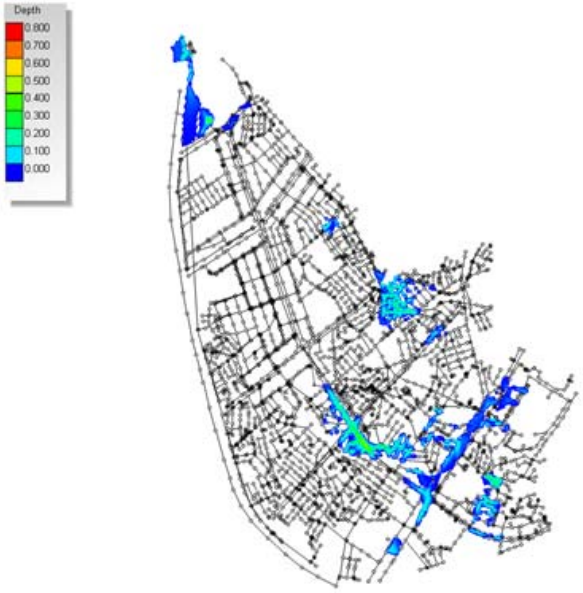
CASE 1



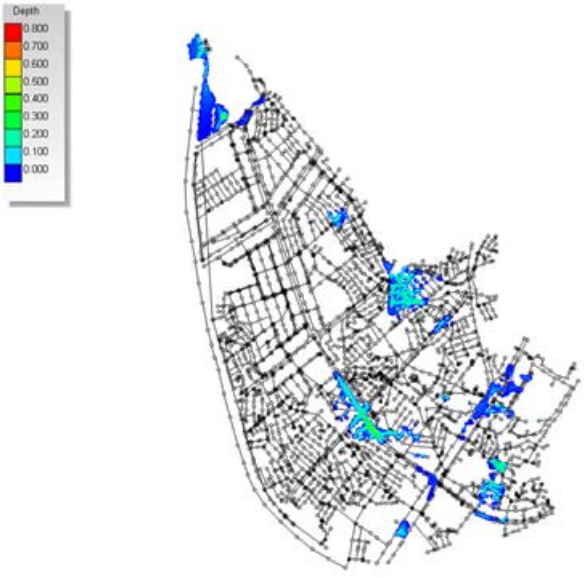
CASE 2



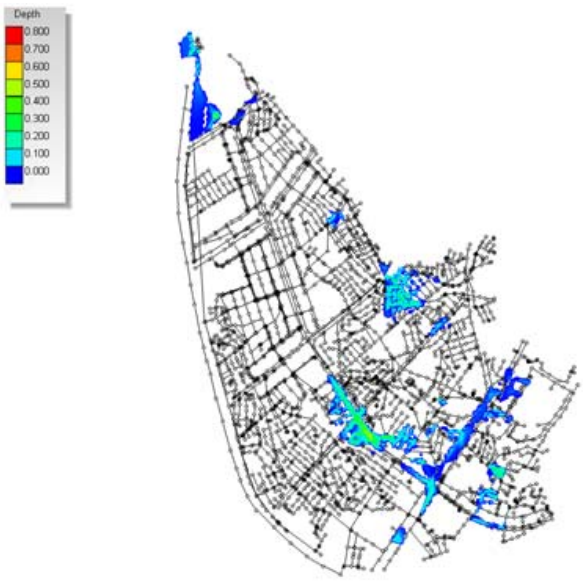
CASE 3



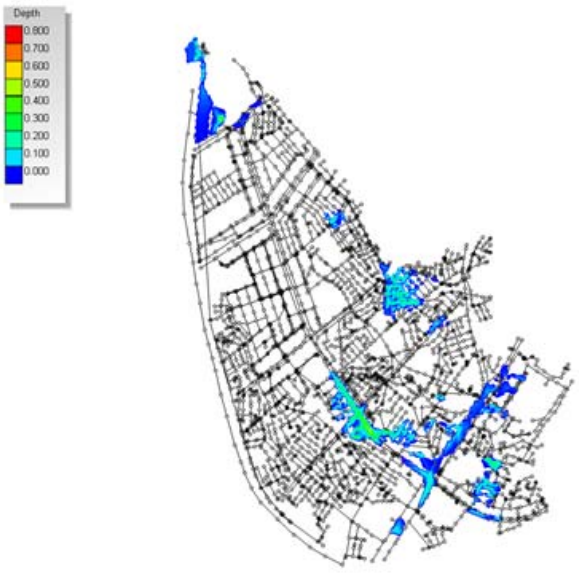
CASE 4



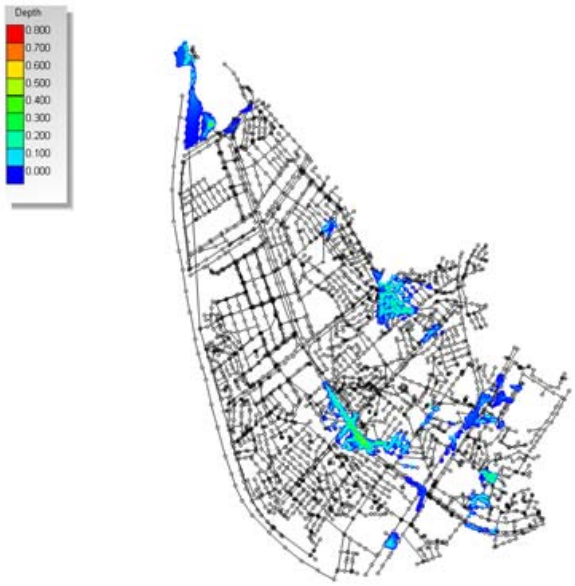
CASE 5



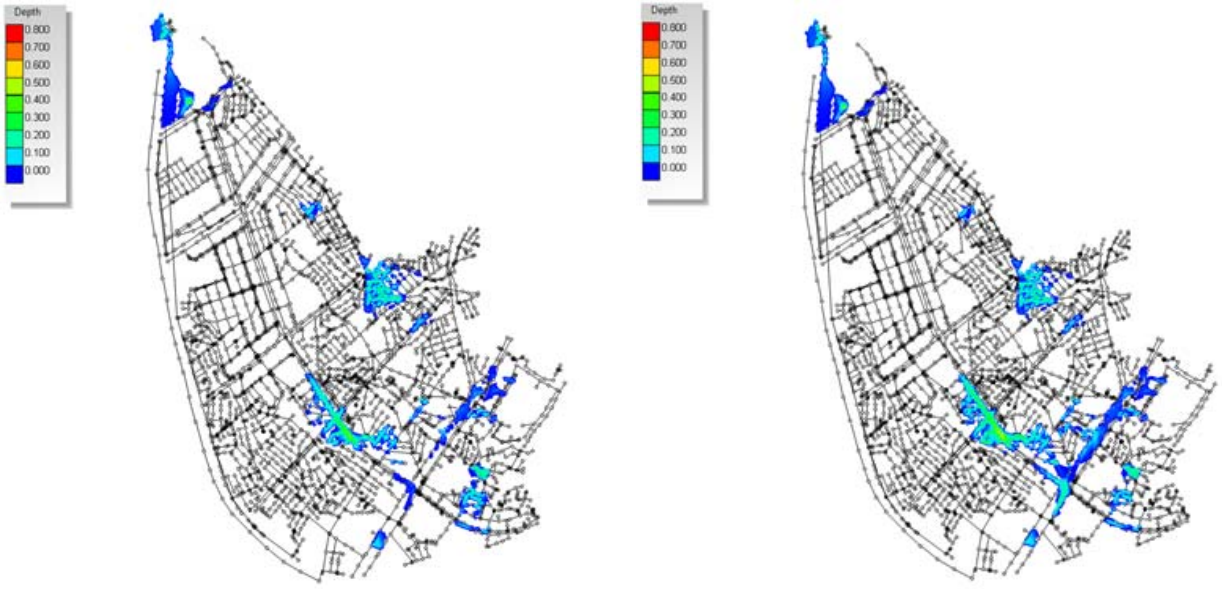
CASE 6



CASE 7



CASE 8



CASE 9 CASE 10

그림 ## 저류시설 조합운영에 따른 침수모의 결과

Table. 5. 시설조합에 따른 침수면적 분석

Flood depth	Case 1 (㎡)	Case 2 (㎡)	Case 3 (㎡)	Case 4 (㎡)	Case 5 (㎡)
0~0.1	139,008.5	121,816.2	143,243.3	146,602.0	120,386.5
0.1~0.2	24,085.2	21,045.5	27,243.9	28,170.5	22,569.5
0.2~0.3	7,627.3	6,142.8	8,600.0	8,938.3	7,163.3
0.3~0.4	1,510.8	1,198.3	1,650.4	1,677.4	1,348.6
0.4~0.5	634.0	120.5	679.4	682.6	360.4
0.5~0.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
전체 침수면적	172,871.4	150,328.9	181,422.6	186,076.4	151,833.9
Flood depth	Case 6 (㎡)	Case 7 (㎡)	Case 8 (㎡)	Case 9 (㎡)	Case 10 (㎡)
0~0.1	141,956.6	145,536.2	123,297.1	146,620.7	145,721.0
0.1~0.2	29,595.5	29,726.6	23,282.8	32,342.1	31,444.2
0.2~0.3	10,566.2	10,354.4	7,863.6	14,148.0	12,399.5
0.3~0.4	2,271.3	1,940.0	1,493.0	3,791.4	2,673.1
0.4~0.5	976.9	901.5	498.1	966.0	1,017.2
0.5~0.6	187.3	50.2	5.6	95.7	222.6
전체 침수면적	185,553.8	188,508.9	156,440.2	197,963.9	193,477.6

침수모의 결과 전체 침수면적은 최소 150,328.9 ㎡, 최대 197,963.9 ㎡으로 나타났으며, 저감효율으로 보았을 때 Case 2의 침수 저감효율이 50.9%로 가장 크게 나타났고, Case 5가 50.4%로 두 번째로 크게 나타났으며, Case 9의 경우 35.3%로 가장 낮은 것으로 나타났다.

Table. 6. 시설 조합에 따른 침수저감 효율

Type	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5
Abatement Effect	43.5 %	50.9 %	40.7 %	39.2 %	50.4 %
Type	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9	Case 10
Abatement Effect	39.4 %	38.4 %	48.9 %	35.3 %	36.8 %

아래 그림은 시설 조합 전-후의 침수면적 차이를 나타낸 그림이며, 침수 저감효과가 가장 크게 나타난 Case 2의 결과를 활용해 건물 피해액을 산정하였다.

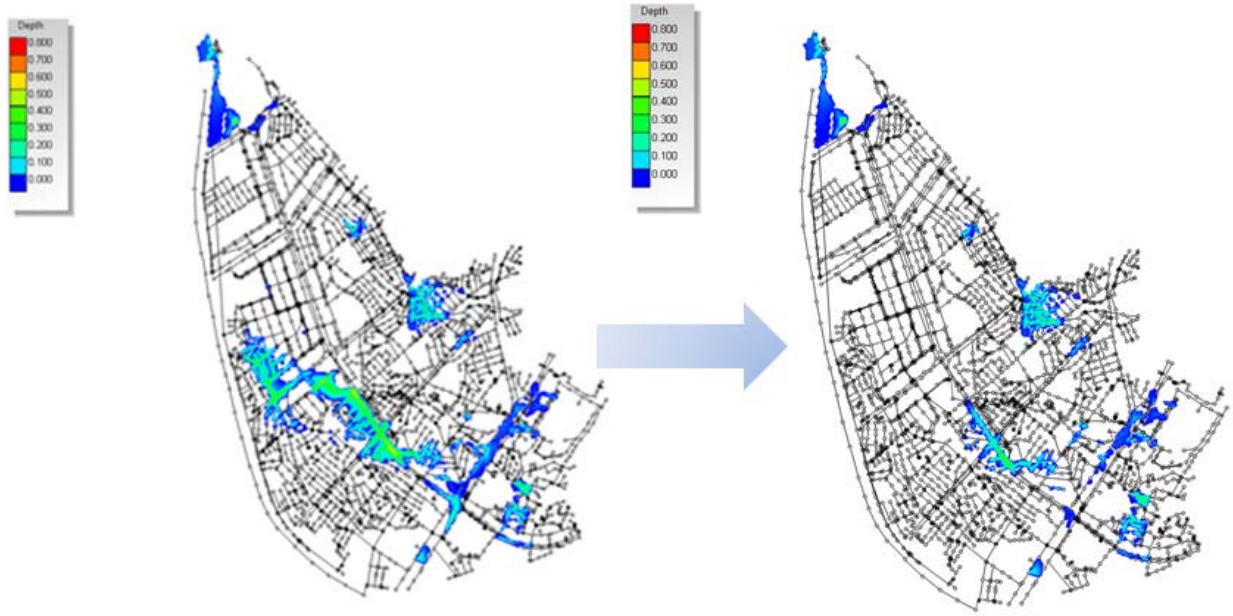


표 50 기존 건물 피해액 산정

배수분구	침수심(m)	건물피해액(백만원)		
		건물	내용물	소계
도림1 배수분구	0~0.5	15,409.77	6,943.05	22,352.81
	0.5~1.0	74.05	39.16	113.2106
	Total	15,450.82	6,982.21	22,466.03

표 51 최적조합 설정에 따른 피해액 산정

배수분구	침수심(m)	Case 2 건물피해액(백만원)		
		건물	내용물	소계
도림1 배수분구	0~0.5	7,590.19	3,419.85	11,010.04
	0.5~1.0	0.53	0.29	0.83
	Total	7,590.73	3,420.14	11,010.87

최적조합을 반영한 침수피해액 산정 결과 저류시설 설치 전 피해액은 약 225억 원, 저류시설 설치 후 피해액은 약 110억 원으로 나타났으며, 침수심별로는 0.5-1.0 m 구간 내의 침수면적이 크게 줄어들면서 침수에 의한 피해액도 크게 줄어든 것으로 나타났다.

▪ 홍수방어능력 평가 프로그램 개발 및 적용

홍수방어능력 평가를 위한 프로그램 개발을 위해 기초자료 및 프로그램 구성을 위한 자료를 수집하여 다차원법을 적용한 홍수피해액 산정 프로그램을 개발하였다. 본 프로그램은 1세부에서 개발한 '내외수 연계 통합 침수예측시스템'에 포함되어 실행된다. 프로그램 실행을 위한 입력 자료는 크게 기초자료와 인명·이재민손실 피해액, 건물 피해액, 건물내용물 피해액, 농경지 및 농작물 피해액, 유형자산 및 재고자산 피해액, 공공시설물 피해액 산정을 위한 자료 등 7가지로 구분하도록 설계하였다. 이와 같은 입력 자료는 조사기관과 조사주기가 각각 다르기 때문에 조사된 최신 출처를 사용해야 한다.

2. 입력자료

(1) 기초자료

- 기초자료

기초자료의 항목은 표와 같이 목표연도, 1인당 국민총소득, 행정구역의 면적, 가구 수, 인구 수, 주거지·전·답·산업지 면적 등으로 이루어져 있다. 본 프로그램의 입력 자료에서 목표연도(target year)는 분석 대상 연도이며 이를 통해 기준연도의 가격을 분석 대상 연도의 가격으로 환산할 수 있다. 1인당 국민총소득은 국가통계포털, 행정구역 면적 및 가구 수, 인구수는 행정구역 통계연보를 참고하여 입력한다.

- 소비자물가지수

소비자 물가지수(CPI)는 인명 피해액, 건물내용물 피해액, 유형자산 및 재고자산 피해액 등 산정에 활용된다. CPI는 기준연도의 가격을 목표연도의 가격으로 변환하기 위하여 활용되며, 국가통계포털을 통해 확인할 수 있다.

- 전체 침수면적

분석영역 내 전체 침수면적을 빈도별로 입력한다.

- 침수심별 침수면적

빈도별 전체 침수면적에서 토지피복도를 기반으로 토지피복특성에 따른 침수심별 침수면적을 산정하여 입력한다. 토지피복특성은 주거지, 전, 답, 산업지 등 총 네 가지로 분류하며, 침수심은 0~0.5m, 0.5~1.0m, 1.0~2.0m, 2.0m 이상으로 구분한다. 그러나 다차원법 홍수피해액 산정 과정 중에서 모든 토지피복특성을 고려하여 구분하지 않으므로 침수심별 침수면적의 합이 전체 침수면적과 일치하지는 않는다.

(2) 인명·이재민손실 피해액

- 사망 또는 부상 기준가격

사망 또는 부상 기준가격은 인명피해에 대한 기준가격과 기준연도, 단위침수면적당 손실인명수를 입력

(3) 건물 피해액

- 평균평수

평균평수는 면적의 단위 ㎡를 평균 평수로 환산하기 위한 입력 자료이다.

- 건축형태별 건축단가

건축형태별 건축단가는 단독주택, 아파트, 연립주택, 다세대주택, 비거주용으로 구분하며, 이는 건축물 신축 단가표(한국감정원, 2013)을 참고하여 입력할 수 있다.

- 건축형태별 건축연면적별 가구 수

건축형태별 건축연면적별 가구 수는 국가통계포털을 참고하여 입력

- 건설업 Deflator 보정지수

건설업 Deflator 보정지수는 국가통계포털을 참고하여 입력

- 침수심별 건물피해율

침수심별 건물피해율은 치수사업 경제성분석방법 연구(건설교통부, 2004)를 참고하여 입력

(4) 건물내용물 피해액

- 시도별 내구소비재액

시도별 내구소비재액의 경우, 분석지역을 포함하는 전체 행정구역의 가구수와 내구소비재액, 그리고 각각의 기준연도가 입력 자료로 활용

- 건물내용물 피해율

치수사업 경제성분석방법 연구(건설교통부, 2004)를 참고하여 입력

(5) 농경지 및 농작물 피해액

- 농경지 매몰 및 유실 비용

수자원부문사업의 예비타당성조사(KDI 공공투자관리센터,2008)를 참고하여 입력

- 농작물별 10a 당 생산비용

국가통계포털을 참고하여 입력한다.

- 행정구역 농작물별 생산면적

행정구역 통계 연보를 참고하여 입력

- 침수심별 농작물 피해율

치수사업 경제성분석방법 연구(건설교통부, 2004)를 참고하여 입력

(6) 유형자산 및 재고자산 피해액

- 유형자산 및 재고자산 (1인)

수자원부문사업의 예비타당성조사(KDI 공공투자관리센터,2008)를 참고하여 입력

- 산업체 종사자 수

행정구역 통계연보를 참고하여 입력

- 침수심별 유형자산 및 재고자산 비율

피해율은 치수사업 경제성분석방법 연구(건설교통부, 2004)를 참고하여 입력

(7) 공공시설물 피해액

- 일반 자산 피해액에 대한 공공시설물 피해액 비율

공공시설물 피해액의 비율은 공공시설물별 피해율을 입력하며, 수자원부문사업의 예비타당성조사(KDI 공공투자관리센터,2008)를 참고하여 입력

3. 프로그램 실행 결과

본 프로그램의 실행결과는 인명손실에 대한 피해액은 사망 및 부상 피해액으로 구분하여 산정되며, 농경지에 대한 피해액은 전(밭) 및 답(논)에 대한 피해액으로 구분된다. 또한 농작물 피해액은 벼와 벼를 제외한 농작물 피해액으로 구분하였으며, 유형자산 및 재고자산 피해액 또한 구분하여 산정하였다.

3) 2-2세부(한국건설기술연구원)

가) 1차년도 연구수행 결과

(1) 내수배제 시설 현황 조사

제내지의 우수를 모아 하천으로 배수하는 시설 중, 빗물 및 배수펌프장은 환경부에서 관할하는 556개소, 한국농어촌공사에서 관할하는 1,106개소가 있으며, 각 시설을 행정구역단위로 분할하여 집계하면 다음 그림과 같다.

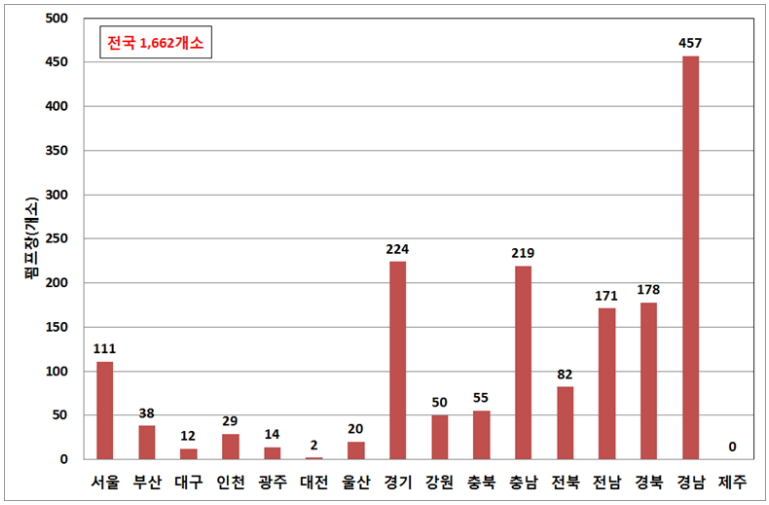


그림 2-2-1 행정구역 단위 별 빗물 및 배수펌프장 현황

펌프장 시설이 가장 많이 분포하는 지역은 경상남도로서 457개소의 빗물 및 배수펌프장이 있으며, 경기도 및 충청남도에는 200개소 이상의 펌프장이 설치되어 있는 것으로 나타났다. 광역시 이상의 지역에서는 서울시에 111개소로 가장 많이 빗물펌프장이 설치되어 있는 것으로 조사되었다.

펌프장의 유수지 및 양수량에 대한 조사결과를 분석하면, 인천광역시에 유수지용량이 가장 크게 나타나고 있으며 다음으로는 서울시의 유수지 용량이 크게 나타나고 있다. 인천광역시에는 29개의 펌프장이 설치되어 있으나 펌프장과 연결된 유수지의 면적이 크게 설치되어 있는 것으로 판단된다. 펌프장의 우수배제능력을 나타내는 양수량은 서울시가 가장 크게 나타났다. 이와 관련된 각 지역자치단체의 치수능력은 다음 그림과 같다.

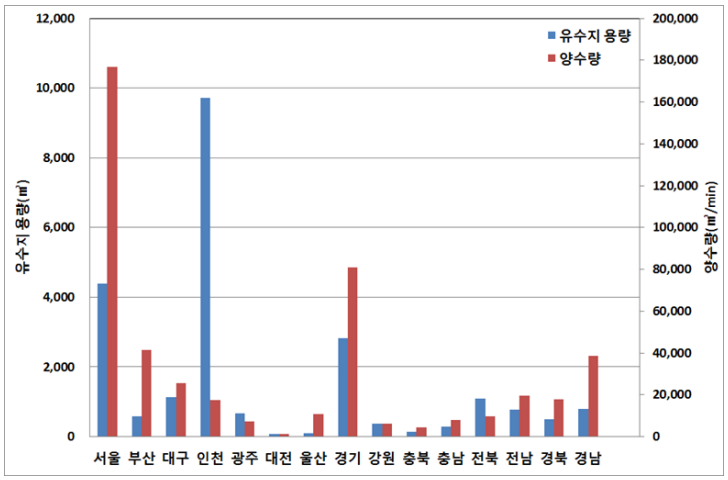


그림 2-2-2 행정구역 단위 별 펌프장의 유수지 및 양수량 현황

조사된 시설물 현황을 가시화하기 위하여 Google Earth 프로그램의 kml file을 구축하였다. 가시화된

자료에는 각 펌프장 시설의 위치, 유수지 면적, 양수량, 펌프수 등의 시설물 제원과 시설물을 관리하는 기관의 부서 등의 상세한 정보를 수록하도록 하였다.

펌프장을 관리·운영하고 있는 기관은 크게 지역자치단체와 한국농어촌공사로 구분할 수 있다. 환경부의 시설은 시설물이 설치되어 있는 지역자치단체의 구청에 재난안전시설을 관리하는 부서가 담당하고 있으며, 한국농어촌공사의 시설은 지역사무소에서 관리하고 있다.



그림 2-2-3 펌프장 현황 가시화

본 연구에서는 내수배제시설인 수문, 통관 및 통문의 현황을 조사하였다. 수문은 본류를 횡단하거나 본류로 유입되는 지류를 횡단하여 제방을 분리시키는 형태로 설치된 문짝을 갖는 시설이며, 통문은 제방을 관통하여 설치한 사각형 단면의 문짝을 갖는 시설, 통관은 제방은 관통하여 설치한 원형 단면의 문짝을 갖는 구조물이다.

수문, 통문, 통관의 시설물은 제방을 관통하거나 하천에 설치되기 때문에 국토교통부의 지방국토관리청에서 관리하고 있다. 또한, 하천 및 제방에 설치되는 구조물의 특성상 하천별 시설현황을 파악하는 것이 중요하다고 판단된다. 본 연구에서는 시설물의 현황을 수집하여 한강, 낙동강, 금강, 섬진강 및 영산강 수계로 구분하여 현황을 분석하였다.

수문은 전국에 57개소 설치되어 있으며 이중에서 금공수계에 46개소로 가장 많이 분포하고 있는 것으로 나타났다. 또한, 금강수계의 국가하천구간에 44개소로 설치되어 있는 것으로 나타났다. 통문 및 통관은 13,021개소로 가장 많이 설치되어 있으며, 다음으로는 낙동강수계에 9,009개소, 금강수계에 8,350개소, 섬진강 및 영산강수계에는 3,406개소 설치되어 있다.

통문은 전국적으로 9,695개소 설치되어 있으며 이중 국가하천에 2,604개소, 지방하천에 7,091개소가 설치되어 있다. 통관은 전국에 24,091개소 설치되어 있으며 이중 국가하천에 3,693개소 지방하천에 20,398개소 설치되어 있다. 전반적으로 지방하천에 통문 및 통관이 많이 설치되어 있는 것을 알 수 있다.

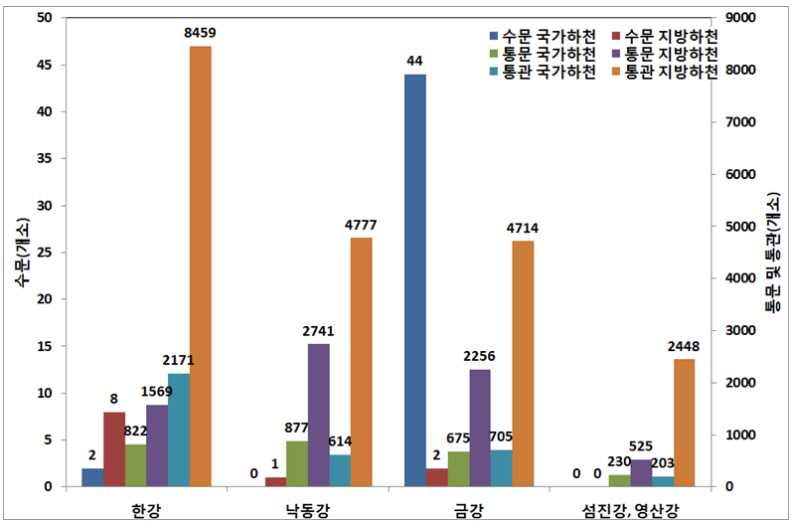


그림 2-2-4 수계 별 내수배제시설 현황

(2) 국내외 내수배제 시설 설계기법 조사

펌프장 설계와 관련한 국내 설계기준으로는 하천설계기준(국토교통부, 2009), 하수도설계기준(환경부, 2010), 빗물펌프장 수문 유지관리 설계 요령(서울특별시, 2008) 등이 있다. 우선 하천설계기준(국토교통부, 2009)에서는 펌프 유입부와 흡입부 설계 시 와류의 발생이 펌프의 손괴 우려가 있으므로 와류가 발생하지 않도록 한다. 흡입수조 유입구의 유속은 가능한 한 늦추어 0.7 m/s 이하로 하여야 한다. 또한 펌프 흡입부로의 접근유속은 약 0.3 m/s 이하가 좋다고 제시하였다. 하지만 대부분이 정성적으로 제시되어 있으며, 실제 유입부와 흡입부의 설계를 위한 정량적인 기준을 제시하지 못하고 있다. 또한 펌프 유입부와 흡입부 내 접근유속을 추천하고는 있지만 수리모형실험과 같이 흐름특성을 검토할 방법을 추천하고 있지 않아 실제로 접근유속을 평가할 방법이 없다. 하수도설계기준(환경부, 2010)에서도 마찬가지로 정성적인 설계 기준들이 대부분이고, 그나마 외국의 펌프장 설계 기준 중의 하나를 모식도로 제공하고 있었다. 하지만 앞서 살펴보는 바와 같이 펌프장내의 흐름은 펌프장의 형상, 크기, 펌프의 용량, 개수 등에 따라 다르게 형성되기 때문에 펌프 유입부와 흡입부의 설계 제원을 하나로 일반화하는 것은 오히려 문제가 될 수 있다. 빗물펌프장 수문 유지관리 설계 요령(서울특별시, 2008)은 국내 빗물펌프장 설계 기준들 중에서 가장 많은 내용을 포함하고 있다. 하지만 앞서와 마찬가지로 펌프 유입부와 흡입부 내 흐름특성을 고려한 설계 기준들은 빠져있는 실정이다. 다음 표는 각각의 설계기준 내 항목들을 비교한 것이다.

표 2-2-1 펌프장 설계기준 현황

	하천설계기준 (국토교통부, 2009)	하수도설계기준 (환경부, 2010)	빗물펌프장·수문 유지관리 및 설계 요령 (서울특별시, 2009)
설계빈도	○		○
펌프장 용량 및 규모 결정			○
펌프장의 저수위 및 고수위			○
배수위 검토			○
방류하천수위			○
흡입수위		○	
유수지 관련 설명 및 시설			○
유입구 형태			
흡수정 용량		○	○
흡입부 형상 및 구조	○	○	○
흡입부 및 유입구의 크기			○
흡입부 양정		○	
펌프 운영 기준			○

국외 설계기준은 다양한 형태의 가이드라인으로 제시되어 있다. 대표적인 문헌들을 소개하면 다음과 같다. 본 연구에서는 국내외 설계 가이드라인을 분석하여 빗물펌프장의 유입부와 흡입부 설계 시 고려해야 할 흐름특성의 문제점들을 도출하였다.

- Pump intake design. (Hydraulic Institute, 1998)
- Modeling in design of pumping pits. (Tullis, 1979)
- The hydraulic design of pump sumps and intakes. (Prosser, BHRA,1977)
- Review of flow problems at water intake pump sumps. (EPRI, 1994)
- Subsurface vortex suppression in water intakes with multiple-pump sumps(Bauer and Nakato, 1997)
- Flow in water-intake pump bays: a guide for utility engineers. (EPRI, 1998)
- 일본 긴키지방정비국의 설계편람(8장)

일반적으로 흡수정내의 흐름은 매우 복잡하게 형성되게 된다. 이러한 특성은 각 펌프로 접근하는 흐름이 균일하고 매끄럽게 하지 못하여 펌프흡입관 입구 근처에서 각종 와류(vortex)가 형성되는 요인이 된다. 이러한 와류들이 펌프장내에서 발생되는 각종 문제들의 원인이 되는 것이다.

펌프 유입부와 흡입부 주변에서 발생되는 와류는 크게 자유수면와류(free-surface vortices)와 수면하와류(subsurface vortices)로 나눌 수 있으며 수면하와류는 또 저면부착와류(floor-attached vortices), 후벽부착와류(backwall-attached vortices), 그리고 측벽부착와류(sidewall-attached vortices)로 구분된다.

자유수면와류는 그림 1과 같이 그 강도에 따라 6가지 종류로 구별할 수 있다. Type3인 경우, 부유물이나 공기의 유입은 없으나, 색소를 주입하면 와류의 하단부터 펌프유입구까지 회전 물기둥이 형성되는 것을 관찰할 수 있다. Type4와 Type5로 가면서 와류의 강도는 점점 강해져 Type6이 되면 공기 core가 자유수면에서 펌프유입구까지 형성되어 펌프속으로 공기가 다량 유입되게 된다.

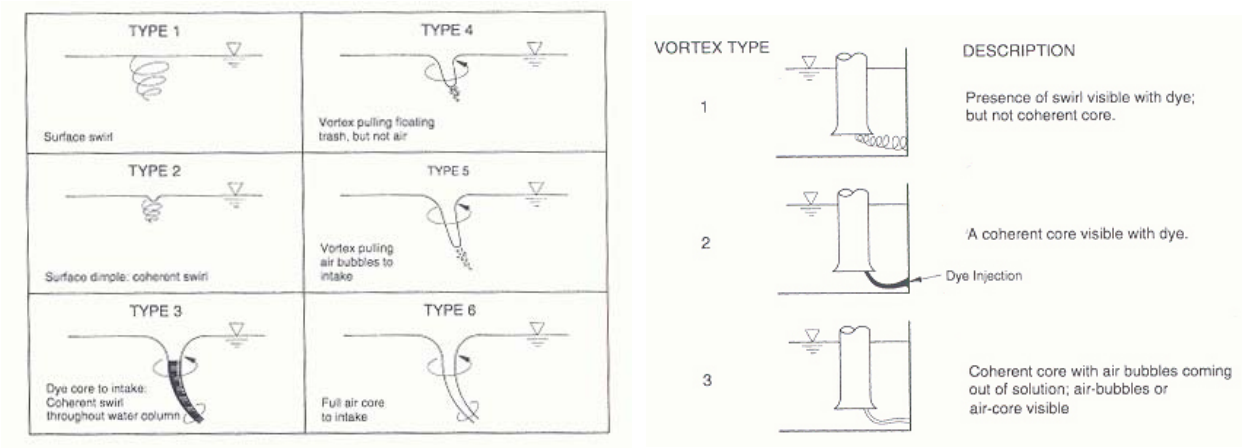


그림 2-2-5 펌프장 내 와류의 형태 별 분류

수면하와류는 주로 펌프 흡수부의 바닥과 벽에서 생성된다. 이 와류는 자유수면와류와는 달리 일반적으로는 색소를 와류의 발생위치 근처에 주입해야만 관찰할 수 있다. 다만 중심의 압력이 매우 낮아, 중심부에서 공기가 발생되면 육안으로도 관찰할 수 있다. 따라서 일반적으로 현장에서 이들의 발생여부를 확인하기란 쉬운 일이 아니다. 수면하와류도 강도에 따라 그림 2와 같이 3가지로 구분할 수 있다. 이중 Type3과 같은 경우는 중심압력이 충분히 낮아 공기방울을 발생시킬 수 있게 된다.

펌프의 성능과 수명에 악영향을 줄 수 있는 흡입부(sump) 내 수리학적 문제점들은 다음과 같다 (Tullis, 1979).

○ 유입부에서 펌프로 접근하는 유속의 불균일 분포는 펌프 흡입부내에서 순환류(circulating flood)를 발생시킨다.

○ 자유수면 와류(free-surface vortex) - 심하게 되면 공기가 펌프에까지 유입되어 pump impeller에 하중이 불균형하게 가해지게 되고, 주기적 진동이 발생하며 펌프의 용량을 저하시키는 요인이 된다.

○ 수면하와류(subsurface vortex) - 유속의 급격한 변화로 인해 바닥, 측벽, 후벽에서부터 발생할 수 있으며, 펌프로 들어가 진동과 공동현상(cavitation)을 발생시킨다.

○ 펌프로 유입되는 흐름의 회전(swirl) 현상. - 펌프의 효율을 저하시키고 공동현상(cavitation)을 유발시킬 수 있다.

○ 펌프 유입 유속의 불균일 분포 - impeller에 가해지는 하중이 균형이 맞지 않게 된다.

○ 펌프 유입 유속의 과도한 변동 - 진동과 공동현상을 유발시킨다.

○ 펌프 흡입구(suction bell)에서의 흐름 박리 현상(flow separafrow) - 불균일한 흐름장으로 인해 공동현상이 발생할 수 있다.

이러한 문제점들을 최소화시키기 위해 Hydraulic Institute Standards, British Hydrodynomics Researach Association Guidelines 등이 있으나 이것만으로는 최적의 흡수정을 설계하는데 부족한 면이 많아 국외에서는 수리모형실험으로 보완하는 것을 권장하고 있다. 이와 같은 문제점들은 흐름에 의해 발생되는 것들이므로 바람직하지 않은 흐름을 개선함으로써 이러한 문제들을 제거할 수 있다. 우선 자유수면와류는 펌프의 흡입구를 자유수면에서부터 충분한 깊이에 위치시키면 제거할 수 있기 때문에 다음 그림과 같이 펌프 흡입부의 최소잠김깊이를 제한하도록 한다(Hydraulic Institute, 1988).

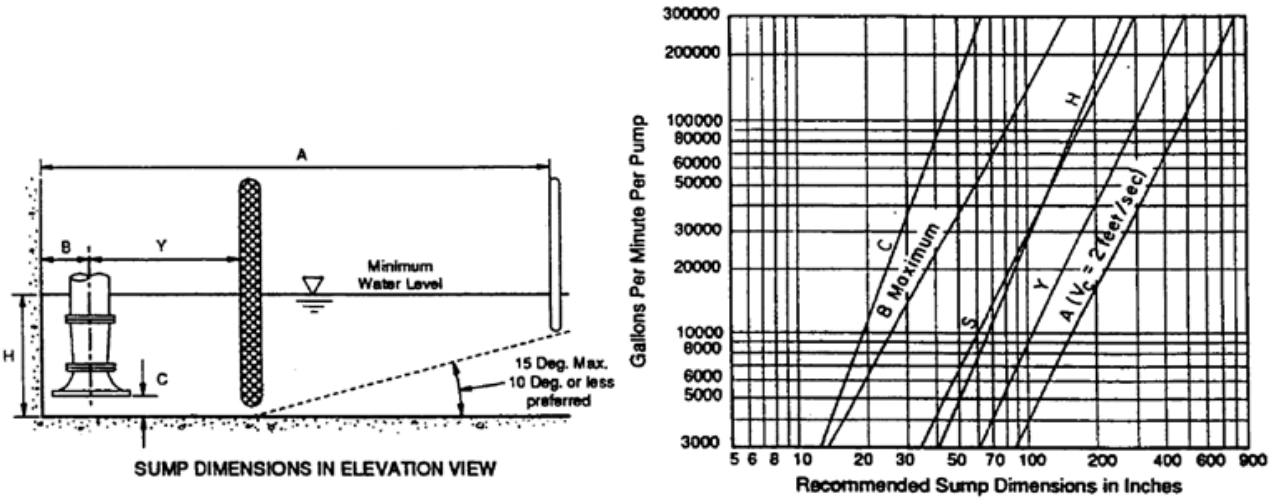


그림 2-2-6 펌프 흡입부의 최소잠김깊이 가이드라인(Hydraulic Institute, 1988)

수면하와류는 여러 문제들 중 가장 다루기 어려운 문제이다. 이 와류들은 펌프 유입구 근처에서 발생되는 순환류의 영향을 많이 받으므로 이러한 순환류를 약화시킴으로써 수면하와류의 발생을 억제할 수 있다. 수면하와류의 발생을 억제하는 장치로는 바닥분리공(floor splitter), 구석채움공(corner fillet)등이 자주 이용된다. 다음 그림은 이러한 장치의 설치 예를 모식도로 나타낸 것이다.

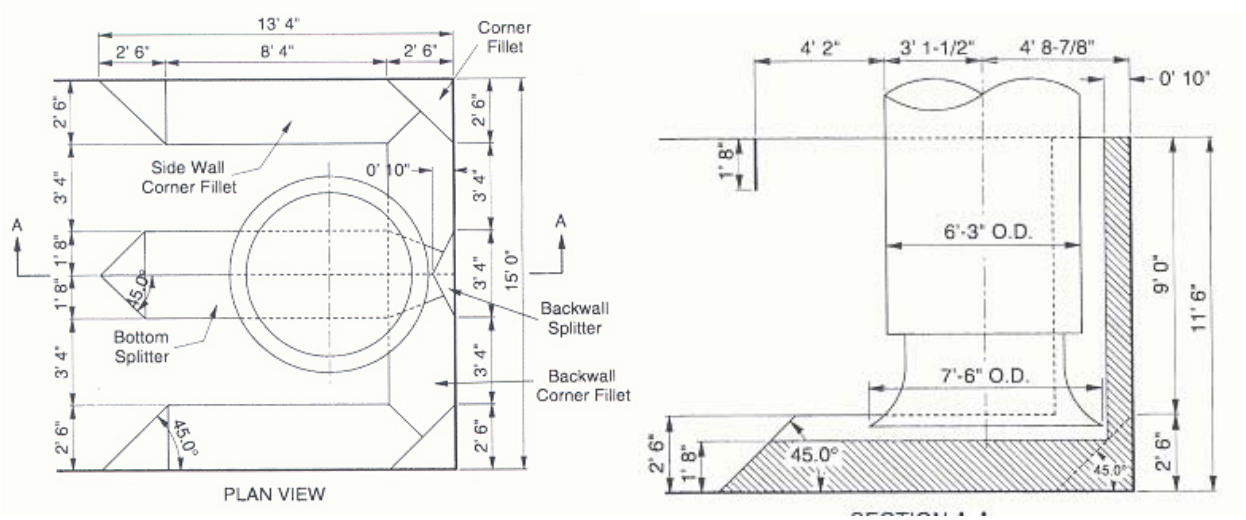


그림 2-2-7 수면하와류 발생억제를 위한 와류방지장치

위에서 바람직하지 못한 흐름을 개선하기 위한 방법들을 간단히 살펴보았다. 하지만 펌프장내의 흐름은 펌프장의 형상, 크기, 펌프의 용량, 개수 등에 따라 다르게 형성되므로, 모든 경우에 다 들어맞는 대책을 제시하는 것은 거의 불가능하다. 따라서 각 경우마다 수리모형실험을 실시하여 위에서 제시한 여러 방법들을 포함시켜 보면서 가장 좋은 수리학적 조건을 만족시키는 대책 마련이 필요할 것으로 판단된다.

펌프 유입부의 소용돌이나 와 형성의 많은 요인들 중 가장 빈번한 것은 흡입구와 연결된 관에 관련된 접근흐름의 편심이다. 대부분의 경우 유입부의 형태와 지형적인 조건으로 인한 접근흐름의 비대칭이 와 형성을 유발하지만, 대칭으로 지형이 구성되어 접근흐름에서 이상적인 유속 분포가 형성될지라도 소용돌이를 형성하는 특별한 수리학적 현상들이 발생할 수 있다. Durgin & Hecker (1978)은 와류 발생의 원인을 다음 그림과 같이 정의하였다. 대부분의 와들은 다음과 같은 사항들에 의해 자극 받는다 : 1. 흐름영역의 대칭에 관한 취수구의 기이한 방향, 2.경계 라이닝의 불규칙성으로 인한 접근 흐름의 비대칭, 3. offsets 이나 piers 또는 dividing wall과 같은 장애물의 적합하지 않은 영향, 4. 경계층 분리에 의한 비균질한 유속분포, 5. 바람의 영향, 6. 역류 7. 기타 등등

유입부의 접근 흐름 영역과 흡입부 사이의 편심은 유입 구조물의 앞이나 위에서 소용돌이치거나 순회하는 흐름을 발생시킬 수 있다.

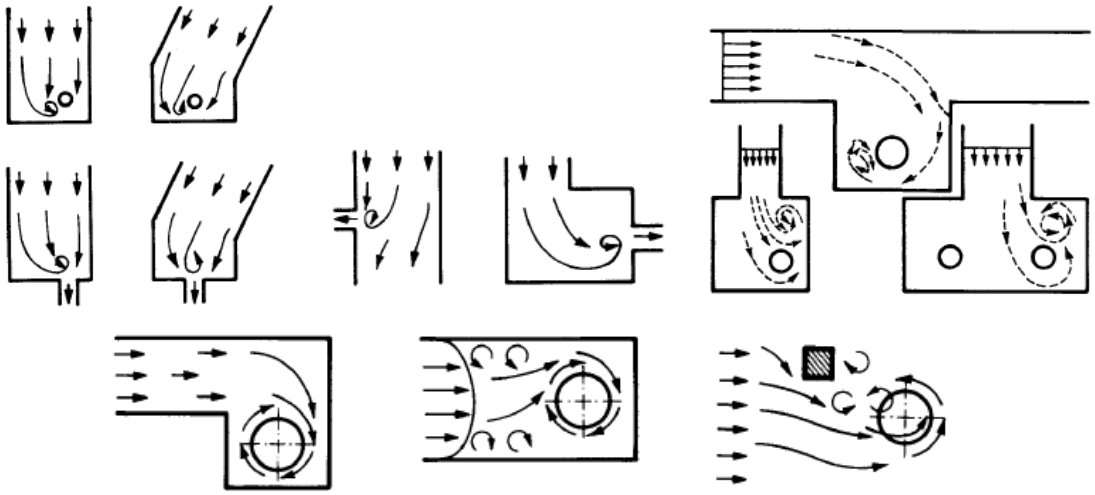


그림 2-2-8 흡입부 주변 와류발생의 원인

하나의 펌프 가동에 따른 펌프 유입부와 흡입부의 와류 또는 회전류 발생뿐만 아니라 대부분의 빗물펌프장은 다수의 펌프를 이용하여 순차적으로 배수를 시키기 때문에 펌프의 부분적인 가동에 따라 유입부 내 흐름이 집중되는 현상이 나타나게 된다. 이와 같은 흐름집중현상이 발생하게 되면 펌프 흡입부에서 와류 및 회전류가 발생하여 배수효율을 저하시키는 원인이 된다. 따라서 펌프 유입부와 흡입부 내 흐름특성을 고려하여 효율적인 설계를 하기위해서는 단일 펌프에 대한 영향도 중요하지만 다수의 펌프 가동을 고려하여 유입부 내 흐름집중현상을 최소화 할 수 있는 설계 기술이 필요하다.

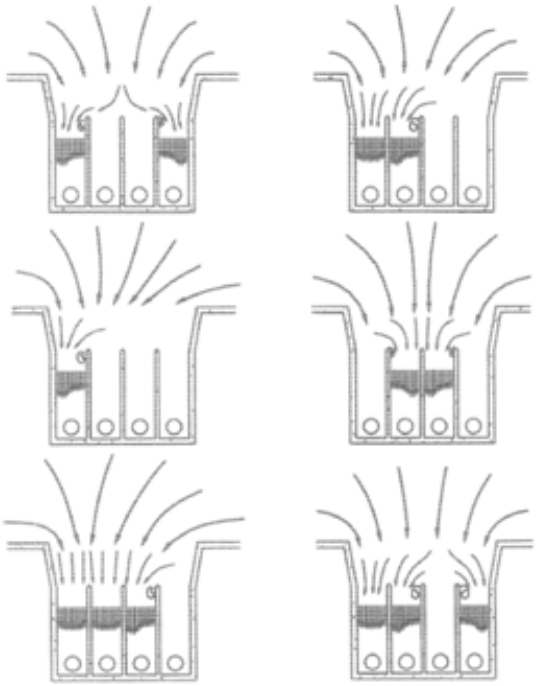
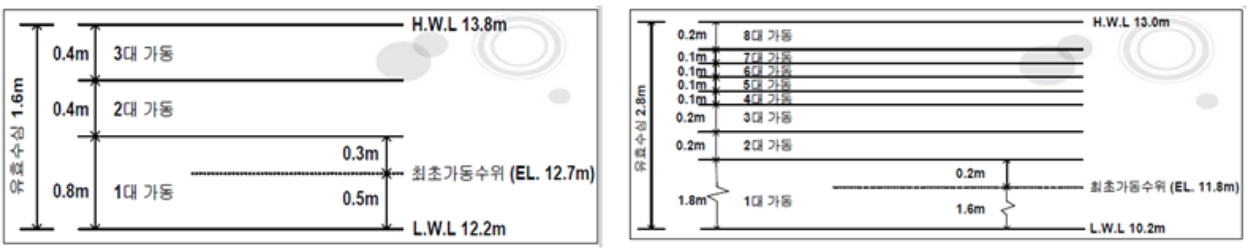


그림 2-2-9 다수의 펌프 운영 시 발생되는 흐름집중 현상

앞서와 마찬가지로 빗물펌프장에서 다수의 펌프를 순차적으로 운영하기 위해서는 펌프 가동을 위한 최소잠긴깊이에 대한 기준이 필요하다. 다음은 용두 빗물펌프장과 중곡 빗물펌프장의 펌프 가동 대수에 따른 유효수심이다. 이와 같이 빗물펌프장의 펌프 운영 룰이 제시되어 있지만 이는 펌프 유입부와 흡입부의 흐름특성을 고려하지 못하고 경험적으로 제시되어 있기 때문에 유입부와 흡입부의 와류 및 회전류 발생에 따른 배수효율 저하가 발생을 고려하지 못하고 있는 실정이다. 따라서 목표한 빗물펌프장의 배수효율을 만족시키지 못하여 내수침수의 원인이 될 수 있다.



[용두 빗물펌프장] [중곡 빗물펌프장]

그림 2-2-10 용도, 중곡 빗물펌프장의 펌프 가동 대수에 따른 유효수심

(3) 내수배제 시설 설계현황 조사

내수배제 시설의 설계현황을 조사 및 분석하기 위하여 빗물펌프장 기본 및 실시설계보고서를 수집하였다. 총 52개의 시설물에 대한 설계보고서를 수집하여 분석한 결과, 빗물펌프장 설계는 다음과 같은

절차를 통하여 시행되고 있음을 알 수 있다.

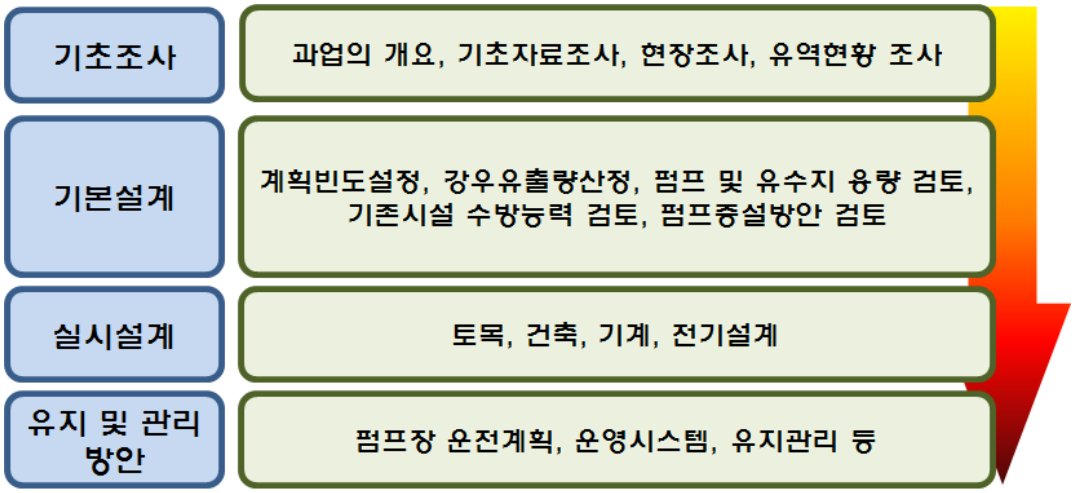


그림 2-2-11 빗물펌프장 설계절차

내수배제 시설의 설계는 기초조사, 기본설계, 실시설계와 유지 및 관리방안의 4단계로 구분할 수 있다. 이중에서 기본설계는 수문 및 수리적인 분석을 통하여 시설물의 요구성능을 결정하는 단계이며, 실시설계는 요구성능을 구현할 수 있는 시설물의 구조적이 제원을 결정하는 토목, 건축, 기계 및 전기시설을 설계하는 단계이다.

시설물의 계획빈도는 자연배수조건, 시설물로 집수된 우수가 배출되는 하천의 규모 등을 고려하여 2년에서 30년까지 결정할 수 있다. 그러나, 최근 기상이변에 의한 강우특성 변화를 고려하여 치수안정성을 향상시키기 위하여 30년 빈도를 채택하고 있는 것으로 나타났다.

자연배수조건	한강연안	지류연안	비 고
계획홍수위 이상	펌프장 불필요	펌프장 불필요	
계획홍수위 미만 ~ 위험홍수위 이상	2년	5년	
위험홍수위 미만 ~ 경계홍수위 이상	5년	10년	
경계홍수위 미만 ~ 지정홍수위 이상	10년	20년	
지정홍수위 미만	20년	30년	
	현재와 동일	상향조정	

주) 펌프장이 한강홍수위의 배수영향 구간 내에 있을 때에는 한강연안 조건과 지류연안 조건을 비교하여 불리한 조건을 채택 강남-북 지역 2001 수해원인분석에 따른 펌프장분야 기본설계 (2003.4, 서울특별시)

그림 2-2-12 빗물펌프장 계획빈도

빗물펌프장에 유입되는 우수의 양을 산정하는 기법은 일반적인 수문학적 절차를 준용하고 있다. 강우자료분석을 통하여 매개변수를 추정하고 적합조를 검정하며 강우의 시간단 최적분포형상을 산정하여 확률강우량과 확률강우강도를 선정하다. 선정된 강우량을 이용하여 RRL, ILLUDAS 및 SWMM 모형의 수치모의를 통한 유출량을 산정하여 유수지로 유입되는 유량을 산정한다.



그림 2-2-13 빗물펌프장의 우수유입량 산정절차

기존의 시설을 증축하여 시설물의 능력을 향상시키는 경우에는 기존 유수지의 증설량을 산정하여야 한다. 유입수문곡선과 증설할 펌프의 토출량, 기존 유수지의 용량을 토대로 유수지 증설용량을 결정하며, 펌프장의 운영 등을 고려하기 위하여 RRL. ILLUDAS 및 SWMM 등의 수치모형을 이용한다. 이 단계에서 펌프에 의한 토출량은 내외수의 조건과 관계없이 일정하다고 가정되고 있어 홍수 시 변화하는 수리적 특성을 충분히 반영하지 못하고 있는 것으로 판단된다.

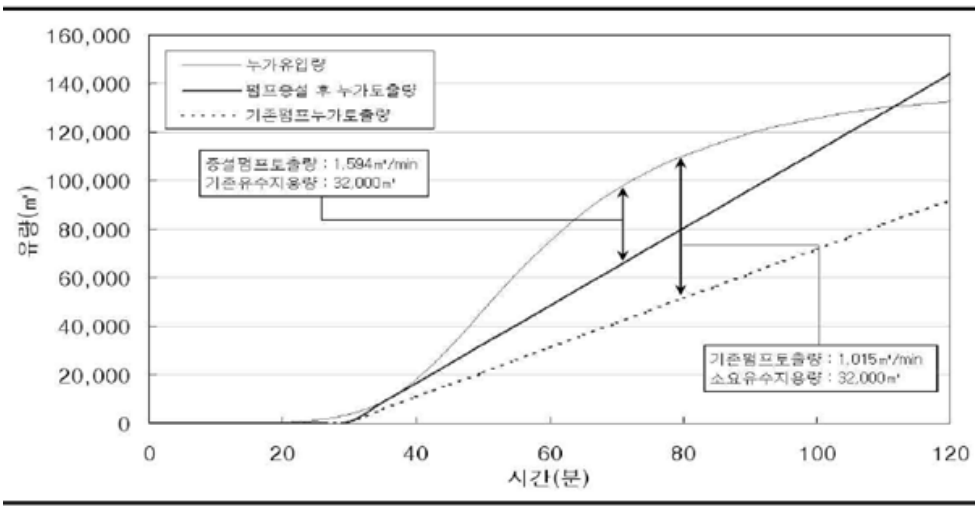
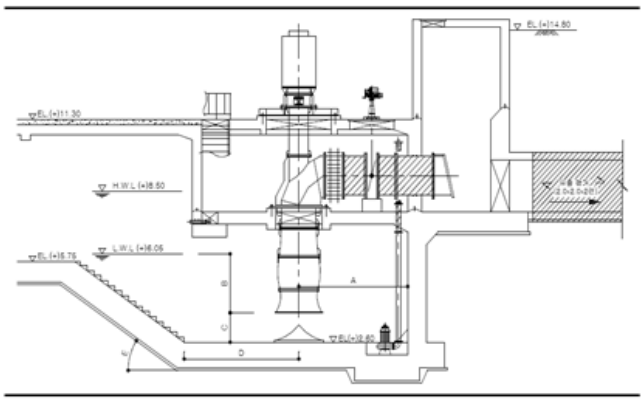


그림 2-2-14 유수지 소요용량을 고려한 펌프 토출량

펌프의 대수와 구경은 시설이 최고 효율점 부근에서 운전되도록 설정한다. 또한, 유지관리가 용이하도록 펌프의 대수를 적게하고 동일한 용량이 설치되도록 설계하고 있다.

흡수정의 규격은 와류 및 공기연행에 의한 기계적 성능 및 효율성이 저하되는 것을 방지하도록 설계한다. 기존의 시설을 증설하는 경우에는 흡수정의 규모를 증설하기 어려우므로, 별도의 와류방지시설을 설치하여 문제가 발생하는 것을 미연에 방지하고 있다.



구 분	기 준	DIA1500			DIA700			비 고
		조건	실제규격	적정여부	조건	실제규격	적정여부	
DIA (mm)	-	1500	1500	-	700	700		
A(m)	약 1.1×DIA	약 1.65	4.70	N.G	약 0.77	4.70	N.G	
B(m)	1.5×DIA이상	2.25이상	2.30	O.K	1.05이상	2.89	O.K	
C(m)	0.8×DIA이상	1.20이상	1.15	O.K	0.56이상	0.56	O.K	
D(m)	E=30°일때 3.0×DIA이상 E=45°일때 4.5×DIA이상	4.50이상 ~ 6.75이상	4.95	O.K	2.10이상 ~ 3.15이상	4.95	O.K	
E	45°이내	-	34도	O.K	-	34도	O.K	

그림 2-2-15 흡수정 설치규격

실시설계에서는 기본설계에서 산정된 결과를 재검토하여 펌프장 시설을 최종 설계하여 시공할 수 있는 도면을 제시한다. 유수지와 펌프장의 연계, 방류계통도가 구체적으로 작성된다.

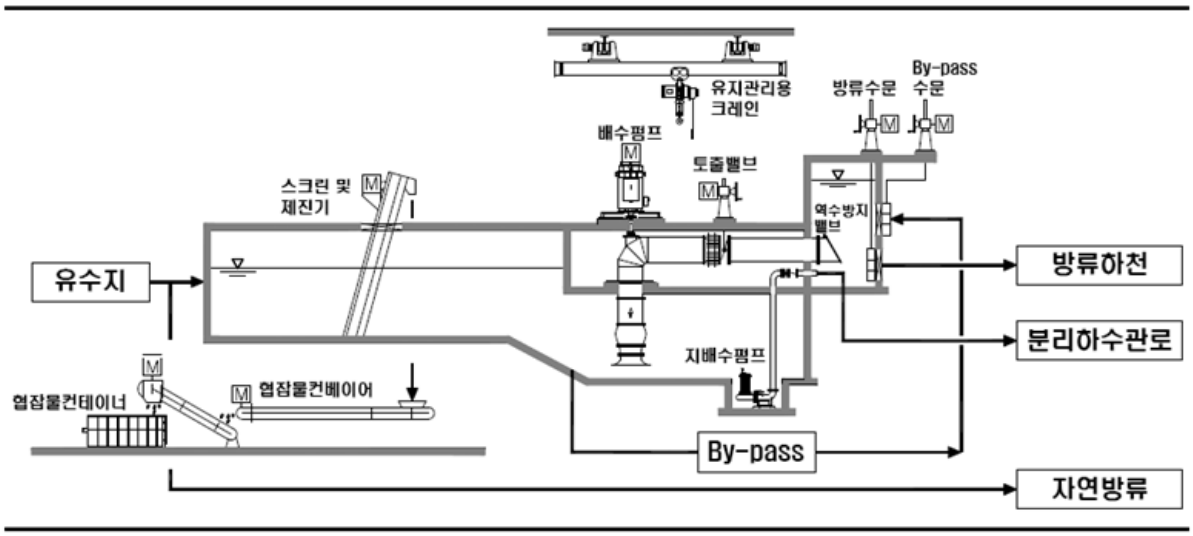


그림 2-2-16 펌프장 실시설계를 위한 연계도

빗물펌프장의 기본 및 실시설계 도서를 수집 및 분석하여 다음과 같은 문제점이 있음을 확인하였다. 시설성능을 산정하기 위하여 RRL, ILLUDAS 및 SWMM 등의 다양한 수치모형을 활용하고 있으나, 모든 과정에서 SWMM 모형의 결과가 채택되고 있음을 확인하였다. SWMM 모형이 가장 합리적인 결과를 토출한다면 개발된지 오래된 RRL과 ILLUDAS 모형의 적용을 생략하고 새로운 모형을 적용하는 것을 고려할 필요가 있다. 유수지 및 펌프장 용량 산정을 위하여 시설물로 유입되는 우량과 토출량을 이용한 용량 결정 시, 펌프의 토출량을 내외수 변화와 관계없이 일정한 값을 적용하고 있는 것으로 확인되었다. 수리적 변화를 반영하여 시설물 용량 산정과정을 개선할 필요가 있는 것으로 판단된다. 마지막으로, 토출수조 및 토출박스의 설계에 대한 수리학적 검토가 기타 시설과 비교하여 매우 작은 분량을 차지하고 있는 것을 확인하였다. 우수를 하천을 배제하기 위하여 제내지와 제외지를 연결하는 시설인 만큼, 시설물 설계에 수리학적 검토를 면밀히 수행할 필요가 있을 것으로 판단된다.

나) 2차년도 연구수행 결과

(1) 빗물펌프장 유출부 및 흡수조 형상 검토 위한 시범유역 시설 현장조사

도심유역 내에 설치되어 있는 빗물펌프장의 특성을 조사하기 위하여 본 과제의 시범유역인 도림천에 대하여 현장조사를 수행하였다. 도림천 설치되어 있는 빗물펌프장은 그림 2-2-1과 같이 10개소이며, 우안 4개소 좌안 6개소 분포하여 있다. 본 조사에서는 유수지의 특성, 배출토구의 형상, 흡수정의 형상 등을 조사하였다.

시설명	
문래빗물펌프장	
신도림빗물펌프장	
구로1빗물펌프장	
도림2빗물펌프장	
대림3빗물펌프장	
구로2빗물펌프장	
구로3빗물펌프장	
구로4빗물펌프장	
대림2빗물펌프장	
신림빗물펌프장	

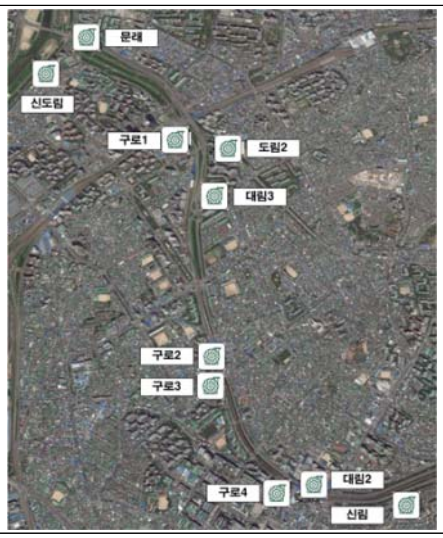


그림 2-2-17 시범유역(도림천) 현장조사 지점

- 도시유역 빗물펌프장 유수지 특성
  - 지역적 제약으로 확장 가능성 낮아 유수지 확장으로 치수안전성 향상 기대 어려움
  - 일부 유수지 없는 시설, 치수안전성 위해 펌프 성능 향상 필요
  - 유수지에서 부유물 처리 스크린을 지나 흡수정 경사부로 연결, 흐름유도를 위한 부가시설 또는 배치 등에 의한 영향검토 필요

- 내수배제시설인 배수통문/통관의 특징
  - 강제/자연 배수된 우수를 하천으로 방류
  - 자연배수 시설, 수문 설치하여 역류 방지, 하천의 수위가 낮은 경우 운영, 수위 상승후 폐쇄
  - 수압에 의하여 개폐되는 역류방지 시설 다수 설치
  - 농촌 지역 시설, 배수통문/통관 평수위 영향 받고 있음(설치 위치 낮음)



자연배수 암거(대림3)



배수통문 수문(신림)



평수위에 잠긴 통과(하리)

그림 2-2-18 하천과 연결된 내수배제시설

• 빗물펌프장 내 흡수정 현황

- 와류방지시설, 동일 시설 내에서도 펌프용량에 따라 설치 유무 확인
- 흡수정간 연결통로, 흡수정간 흐름 발생할 수 있는 수로 설치, 토출효율 영향 여부 확인 필요



흡수정(대림3)



와류방지장치(대림3)



흡수정간 연결통로(도림2)

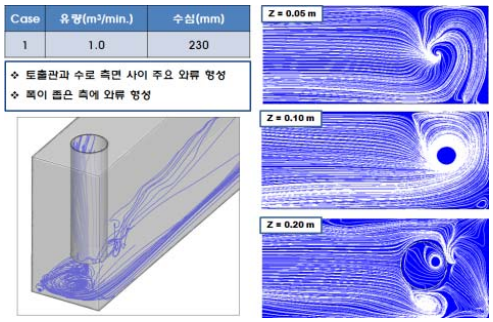
그림 2-2-19 도림천 유역 내 빗물펌프장 흡수정

(2) 펌프 유입부 형상 변화에 따른 흐름특성 분석

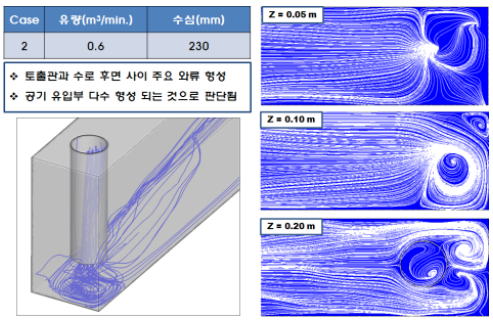
수치모형의 적용성을 검증하기 위해 다음 표의 조건에 따라 Benchmark test를 수행하였다. 수치모의는 단수한 형상의 수로 내 편심(100 mm)을 갖는 토출구를 설치하여 인공적인 와류발생을 재현하였다.

표 2-2-2 Benchmark test 모의조건

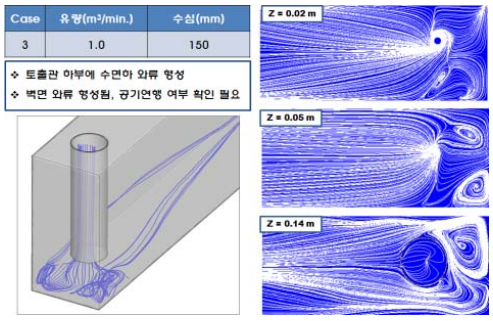
Case	유량(m³ /min.)	수심(mm)	흐름상황
1	1.0	230	정상 공기흡입와
2	0.6	230	비정상 공기흡입와
3	1.0	150	정상 수중와



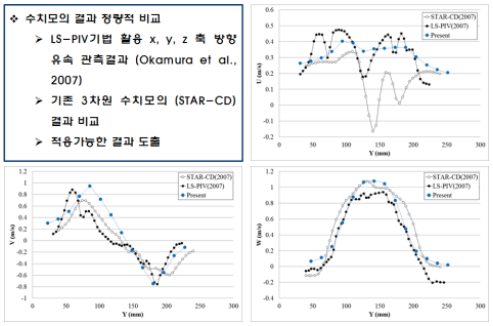
(a) Case 1 수치모의 결과



(b) Case 2 수치모의 결과



(c) Case 3 수치모의 결과

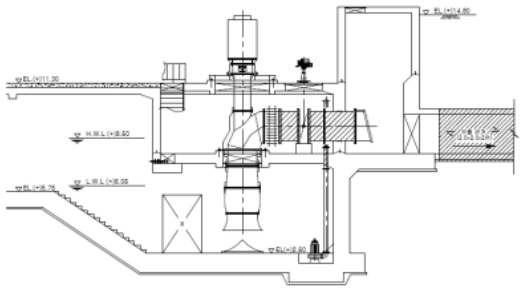


(d) 수치모의 결과 분석

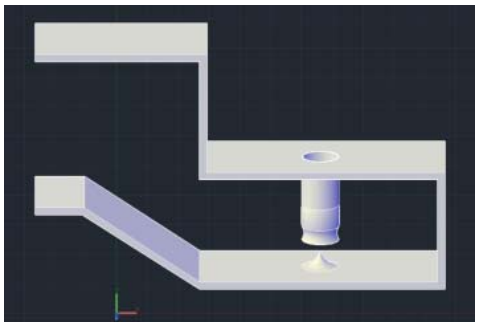
그림 2-2-20 Benchmark test 수치모의 결과

수치모의 결과의 정량적 분석을 위하여 기존 연구 결과 및 수리실험 관측값과 비교하였으며, 그 결과, 본 수치모의 수행 시 적용된 격자 및 난류모형, 물리변수 등 흡수정 내 와류발생 현상을 합리적으로 모의함에 있어 적합한 것으로 판단된다.

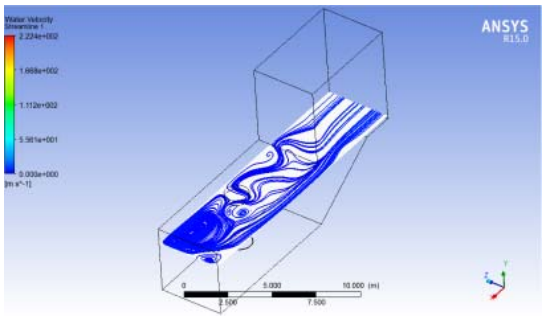
와류 강도 및 크기 등에 대한 정량적 비교분석 실시를 통하여 흡수정 흐름효율 개선을 위한 정량적 기준을 제시하는 것이 필요하다. 따라서 빗물펌프장 실제 규격 및 운영 현황을 반영한 수치모의 실시했다. 시설규모, 운영수심 및 흡수정 형상 등의 특징을 고려하여 시범유역 및 인근 5개 빗물펌프장 선정하여 다음과 같이 수치모의를 수행했다.



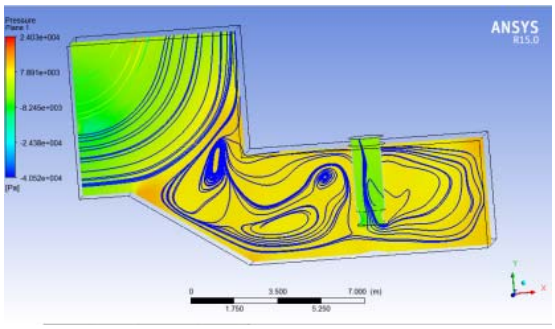
(a) 흡수정 형상 및 운영 수위



(b) 흡수정 3차원 모델

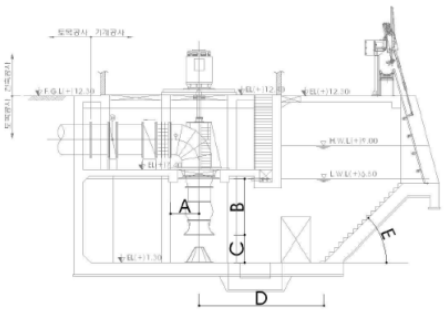


(c) 수치모의결과(수심별 와류)

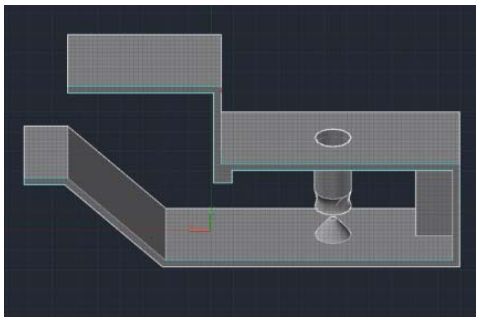


(d) 수치모의 결과(단면별 와류)

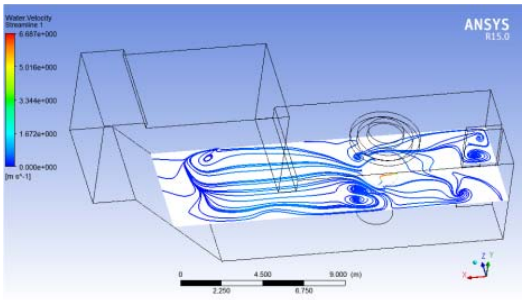
그림 2-2-21 구로1빗물펌프장 흡수정 흐름모의



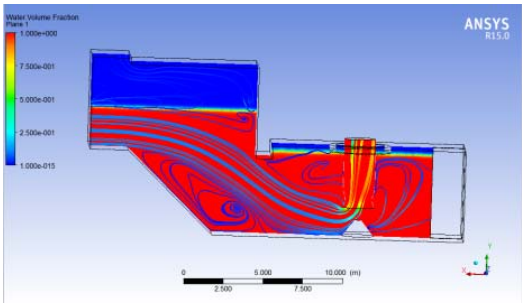
(a) 흡수정 형상 및 운영 수위



(b) 흡수정 3차원 모델

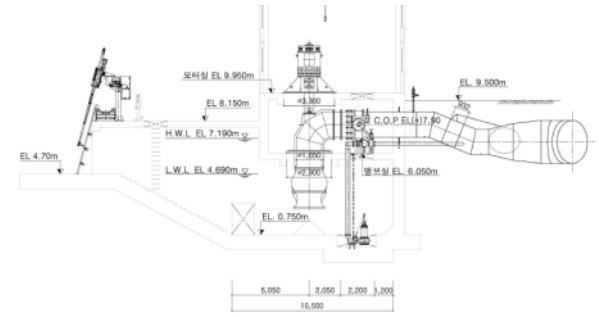


(c) 수치모의결과(수심별 와류)

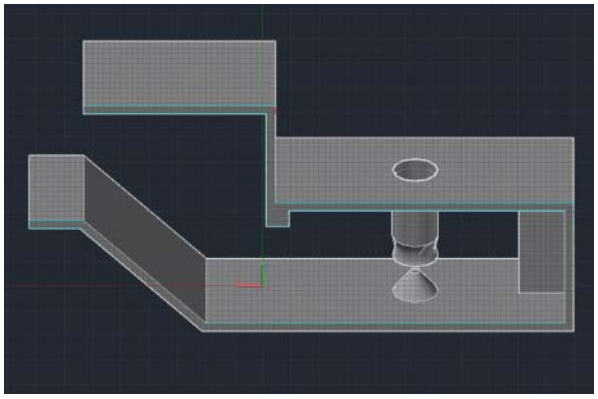


(d) 수치모의 결과(단면별 와류)

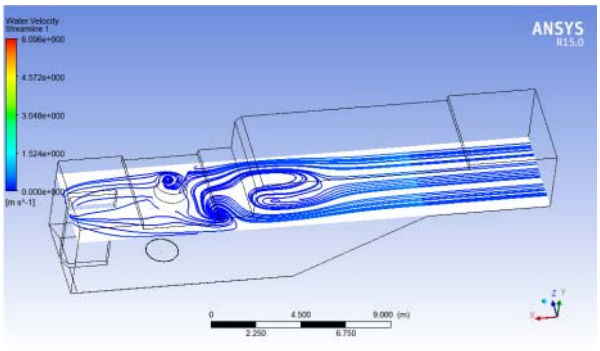
그림 2-2-22 대림3빗물펌프장 흡수정 흐름모의



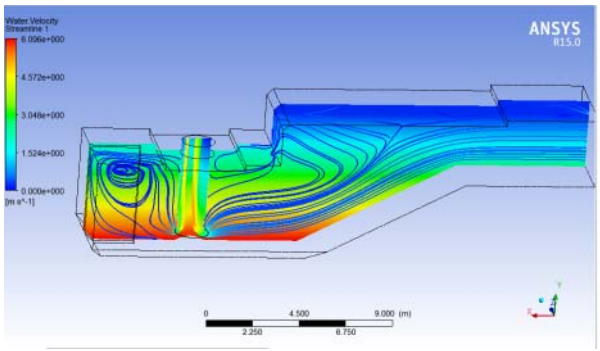
(a) 흡수정 형상 및 운영 수위



(b) 흡수정 3차원 모델

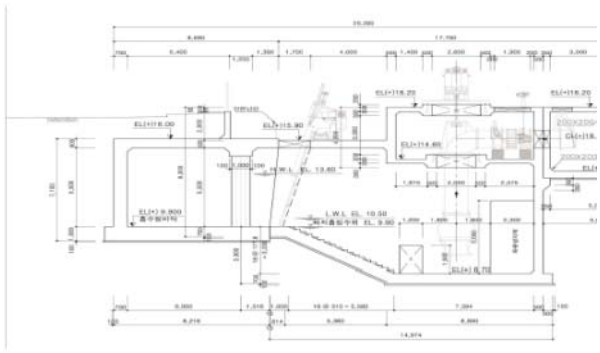


(c) 수치모의결과(수심별 와류)

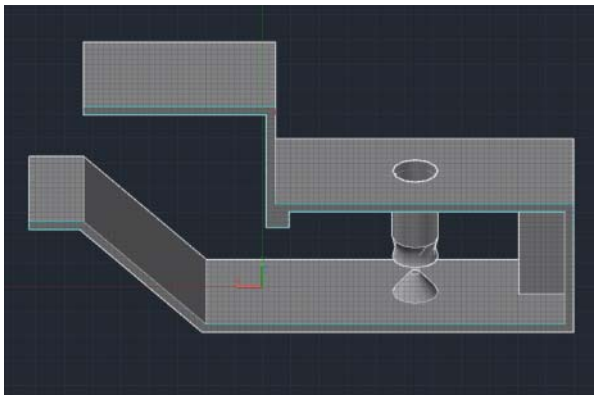


(d) 수치모의 결과(단면별 와류)

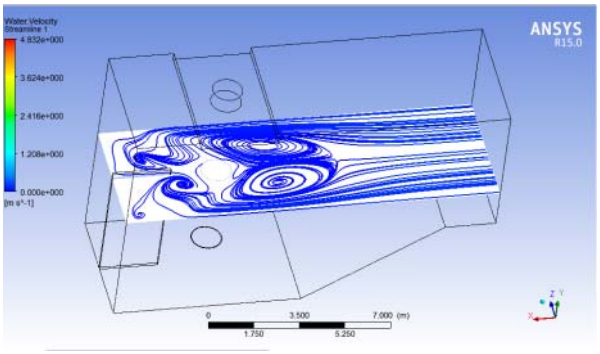
그림 2-2-23 신구로빗물펌프장 흡수정 흐름모의



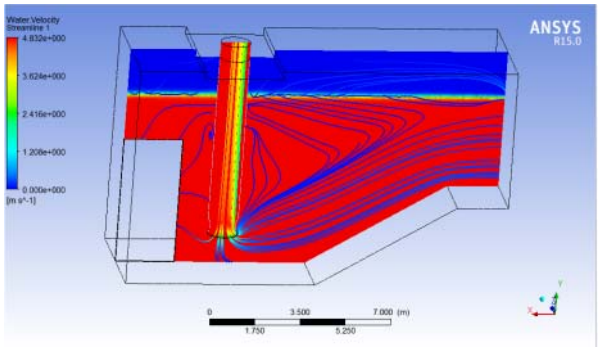
(a) 흡수정 형상 및 운영 수위



(b) 흡수정 3차원 모델



(c) 3차원 수치격자

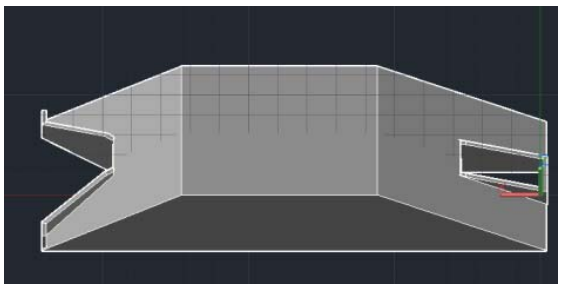


(d) 수치모의 결과

그림 2-2-24 신림2빗물펌프장 흡수정 흐름모의

(3) 내배수시설 구조를 고려한 배수능력 평가기법 개발

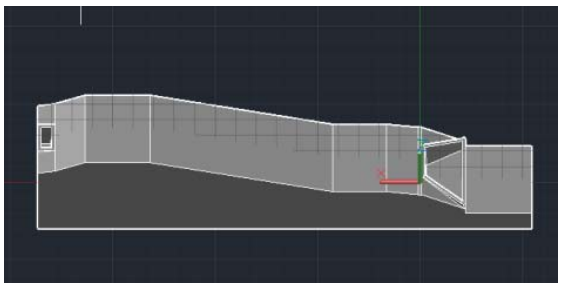
국내 설치되어 있는 배수통문의 설계자료를 반영하여 3차원 모형을 구축하고 수위조건을 적용하여 수치모의를 수행하였다. 수치모의결과, 배수통문 및 통관의 경우 설계시의 구조를 정확히 구현하고 있다면 안정적으로 흐름을 배출할 수 있음을 확인할 수 있었다.



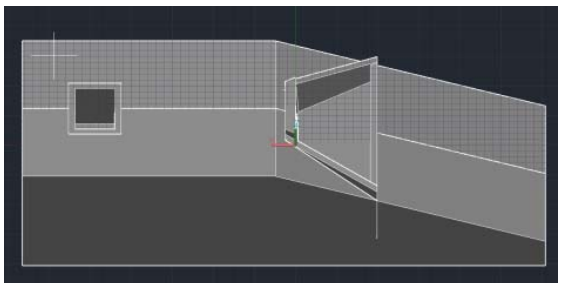
(a) 한강 1-1 검천지구 배수통문



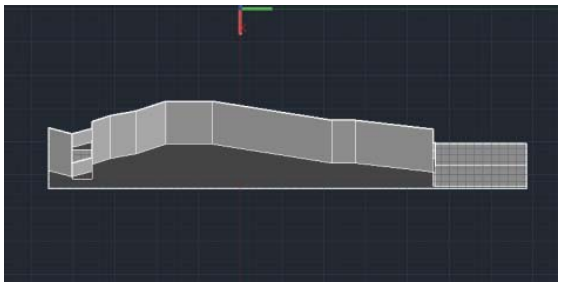
(b) 한강 1-2 도곡지구 배수통문



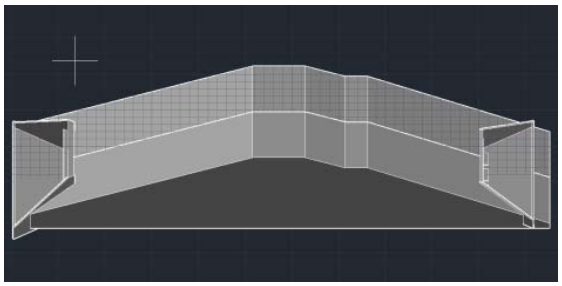
(c) 유등3지구 배수통관



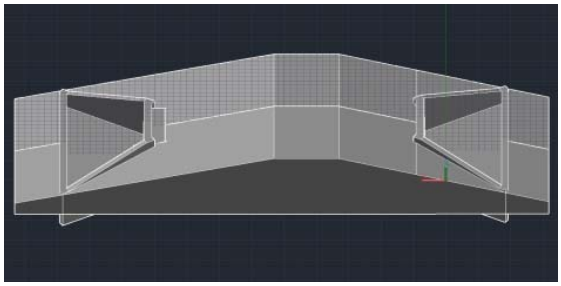
(d) 유등5지구 배수통관



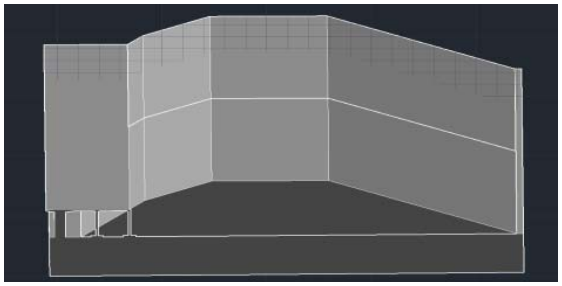
(e) 영산강 34공구 배수통관



(f) 금강 개척통문

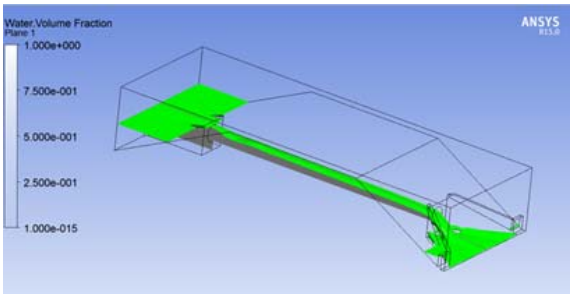


(g) 갯말배수문

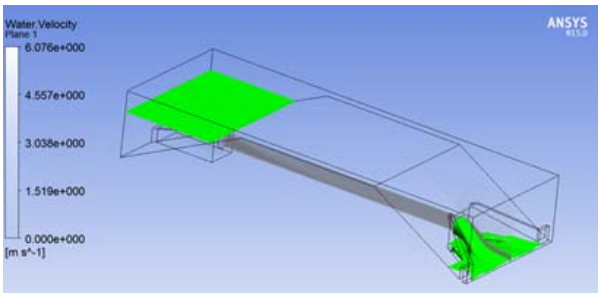


(h) 성당1호 배수문

그림 2-2-25 배수통관 및 통문 3차원 모델



(a) 한강 1-1 검천지구 배수통문



(b) 금강 개척통문

그림 2-2-26 배수통관 3차원 수치모의 결과

(4) 펌프 흡입부(pump sump) 설계기준 조사

펌프 흡입부와 관련한 국내 설계기준으로는 하천설계기준(국토교통부, 2009), 하수도설계기준(환경부, 2010), 빗물펌프장 수문 유지관리 설계 요령(서울특별시, 2008) 등이 있다. 우선 하천설계기준(국토교통부, 2009)에서는 펌프 흡입부 설계에 대한 기준이 정량적으로 제시되어 있지 않다. 하수도 설계기준(환경부, 2010)와 빗물펌프장 수문 유지관리 설계 요령(서울특별시, 2008)에서는 흡입관의 최소 잠김깊이(S)와 바닥과 흡입관 입구사이의 거리(C), 뒷벽과 흡수정 중앙까지의 거리(B) 등의 펌프 흡수정의 정량적인 설계기준을 다음 그림과 같이 7가지로 제시하고 있다. 하지만 이러한 설계기준을 제시하게 된 수리실험이나 수치모의의 결과가 전혀 언급되어 있지 않다. 따라서 펌프 흡수정을 설계하는데 있어서 수리학적 검토가 이루어 졌는지 파악 할 수가 없다.

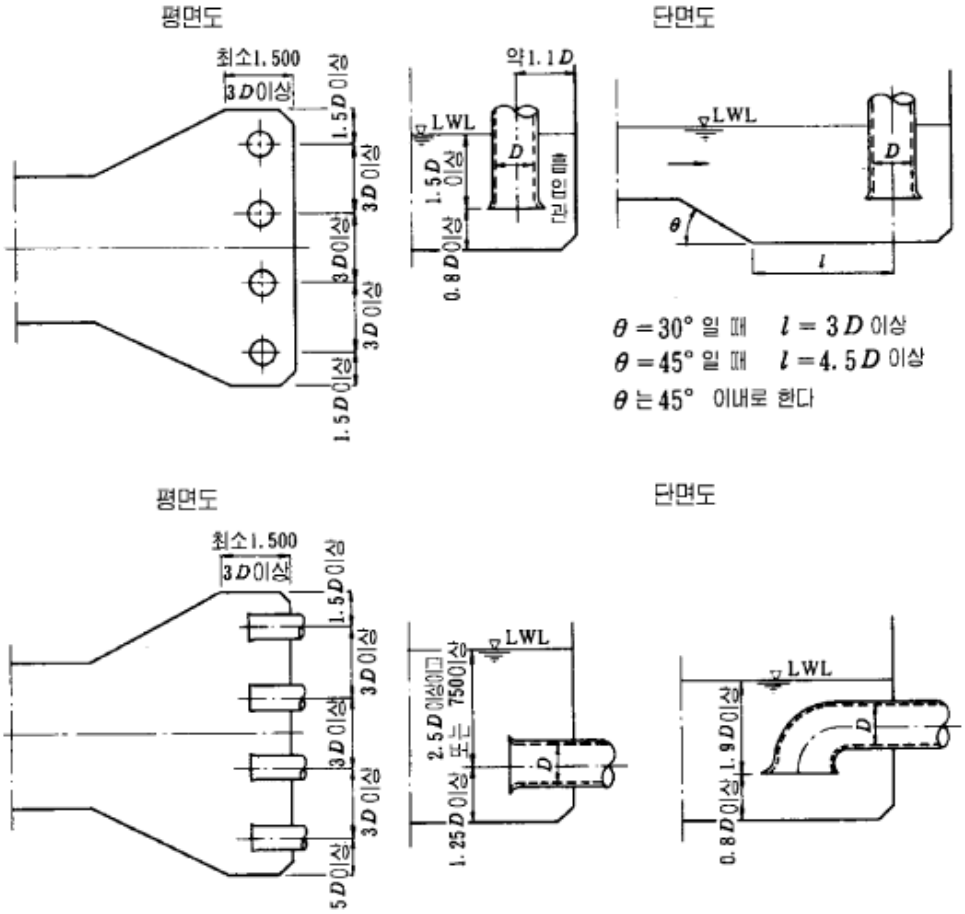


그림 2-2-27 펌프 흡수정의 크기와 형상(환경부, 2010)

Pump intake design(Hydraulic Institute, 1998)은 미국 유압협회에서 제시한 설계기준으로 흡입부 및 흡수조의 설계기준을 17가지로 나누어 제시하고 있다. 표 2에서 Pump intake design에서 제시한 설계기준과 국내 설계기준을 비교하였으며, 비교 결과 설계기준이 서로 상이함을 알 수 있다. 예를 들어 뒷벽으로부터 펌프 흡입부 입구의 중심선까지의 거리(B)를 살펴보면 국내설계기준에선 1.1D를 제시하고 있는 반면 Pump intake design에서는 0.75D로 제시하고 있다.

펌프 흡입부의 설계가 제대로 이루어지지 않으면 계획한 배수량을 배수하지 못하게 되고 이로 인해 도시지역의 내수침수가 발생하여 인명 및 재산피해가 발생하게 될 것이다. 따라서 본 연구의 목적은 펌프 흡수정의 크기와 형상에 대한 설계기준을 제시하는 것이다. 이를 위해 많은 수리실험을 통해 설계기준을 제시하는 것이 합당하나 시간과 비용에 한계가 있다. 그러므로 3차원 수치모형을 이용하여 펌프 흡입부의 흐름특성을 분석하고자 한다. 당해연도 연구는 3차원 수치모형을 검증하기 위해 PIV(Particle Image Velocimetry)실험을 통해 펌프 흡입부 주변 흐름특성을 정량적으로 분석하고자 한다.

표 2-2-3 펌프 흡입부 및 흡수조 설계 기준 비교

	하수도설계기준 (환경부, 2010)	빗물펌프장·수문 유지관리 및 설계 요령 (서울특별시, 2009)	Pump intake design (Hydraulic Institute, 1998)
펌프 흡입 벨 마우스의 중심선으로부터 흡수정의 입구까지의 거리(A)	-	-	최소 A = 5D
펌프흡입부분에서 제한된 흡수정의 길이부분의 길이(a)	-	-	최소 a = 2.5D
뒤 벽으로부터 펌프 흡입 벨 마우스의 중심선까지의 거리(B)	1.1D	1.1D	B = 0.75D
흡입 벨 마우스와 바닥 사이의 거리(C)	0.8D	0.8D	C = 0.3D to 0.5D
흡입 벨 마우스의 바깥지름(D)			유량과 관내 유속에 따라 다르게 결정함
최소 수위(H)			H = S+C
펌프 흡입 벨 마우스 근처 내에서 축소된 흡수정 부분의 최소 수위(h)			h = (H보다 크게 or 2.5D)
최소 펌프 흡입 벨 마우스의 침수 깊이(S)	1.5D	1.5D	S = $D(1.0+2.3F_d)$
펌프 흡수정 입구 폭(W)			최소 W = 2D
펌프 흡입 벨 마우스 근처에서 흡수정의 제한 폭(w)	3D 이상	3D 이상	w = 2D
펌프 흡입의 길이(X)	최소 1,500 ~ 3D 이상	최소 1,500 ~ 3D 이상	최소 X = 5D, 흡수정 입구에서 횡단면 유속이 중요하지 않다고 가정
펌프 흡입 벨 마우스의 중심선으로부터 유량이 통과하는 진동스크린까지의 거리(Y)			최소 Y = 4D
확대되는 벽과 펌프 입구 벨 마우스 중심까지의 거리(Z_1)			최소 Z_1 = 5D, 흡수정의 입구에서 횡단면 속도 무시
입구 벨 마우스에서 경사층까지 거리(Z_2)	$\theta = 30^\circ$일 때 3D 이상 $\theta = 45^\circ$일 때 4.5D 이상	$\theta = 30^\circ$일 때 3D 이상 $\theta = 45^\circ$일 때 4.5D 이상	최소 Z_2 = 5D
경사층의 각도(α)	$\theta = 45^\circ$ 이내	$\theta = 45^\circ$ 이내	$\alpha = -10^\circ$~$+10^\circ$
축소 벽의 각도(β)			$\beta = 0^\circ$~$+10^\circ$ (β의 음의 값을 사용할 때 수리모형 시험을 통하여 결정된 유속 분포가 필요함)
흡수정 벽과 축소된 필터와 벽과의 각도(Φ)			최소 $\Phi = 10^\circ$

(5) 3차원 수치모형 검증을 위한 수리실험

본 연구의 실험장비는 다음 그림과 같이 실험수로와 흡입장치로 구성된다. 실험수로는 총 길이 10 m, 수로폭 0.3 m, 수로 높이 0.3 m인 투명한 유리로 제작된 직사각형 단면의 직선수로이다. 또한 순환식 유량공급장치를 이용하여 유량을 공급하고, 유량은 펌프의 회전수를 조절하는 방식으로 최대 30 l/s를 공급할 수 있다. 상류로부터 5.55 m 떨어진 지점에 높이 0.23 m의 아크릴 벽을 세우고 흡입부와의 거리를 0.0675 m 의 거리를 주었다. 흡입장치는 직경 0.09 m인 아크릴 관으로 제작되었으며 흡입펌프의 회전수를 조절하는 방식으로 최대 15 l/s를 흡입할 수 있으며, 흡입량의 정확한 계측을 위하여 위어가 설치된 계측수조를 설치하였다. 펌프 흡입부의 세부적인 수치는 국내 기설치된 빗물펌프장에 대한 흡입부 흐름특성 검토를 위해 하수도 설계기준에 제시된 정량적인 흡입부 및 흡수조의 설계기준을 이용하여 수리실험 장치를 구성하였다.



그림 2-2-28 흡입장치



그림 2-2-29 흡입유량 계측수조

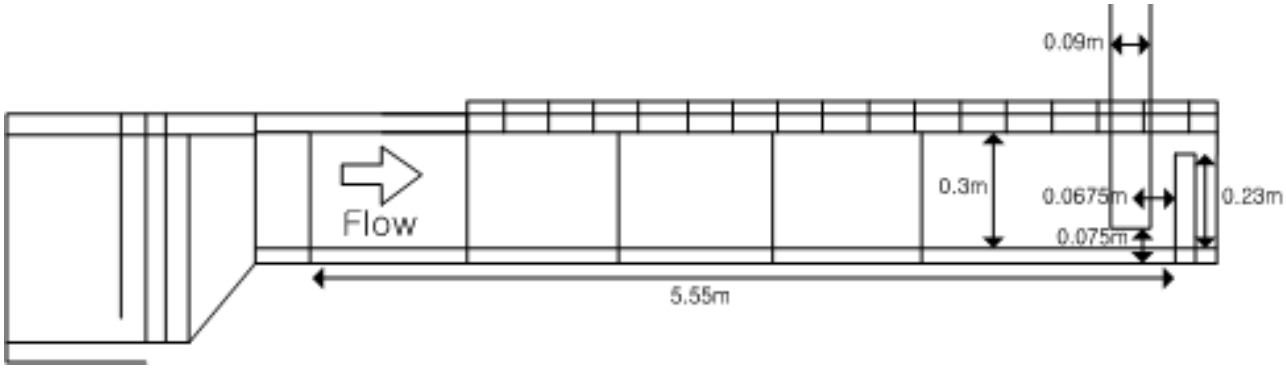


그림 2-2-30 직선수로 및 흡입장치 제원(x-z)

본 연구에서는 펌프 흡입부 주변의 흐름특성을 정성적으로 분석하기 위한 dye실험과 흐름특성을 정량적으로 분석하기 위한 PIV(Particle Image Velocimetry)실험을 진행하였다. dye실험은 흐름을 안정화시킨 후 흐름을 보고자 하는 단면에 염료를 투여하여 유체의 흐름을 가시화하여 분석하는 방법이다. PIV의 유속측정 원리는 일정 시간간격으로 촬영된 두 장의 영상에서 추적자의 변위를 계산하여 유속장을 산정한다. PIV를 이용해 유동장을 해석하기 위해서는 유동장에 추적 입자를 투입하고, 레이저를 이용한 조명을 뿌려 주어 추적 입자의 움직임을 해석하는 과정을 거치게 된다. 영상의 촬영은 초당 310장의 영상을 획득할 수 있는 초고속카메라를 이용하였다. 이와 같이 획득한 연속되는 두 영상으로부터 입자군의 변위를 계산하고 이를 두 영상간의 시간간격으로 나누게 되면 순간적인 속도벡터를 산정할 수 있다(노영신, 2004).

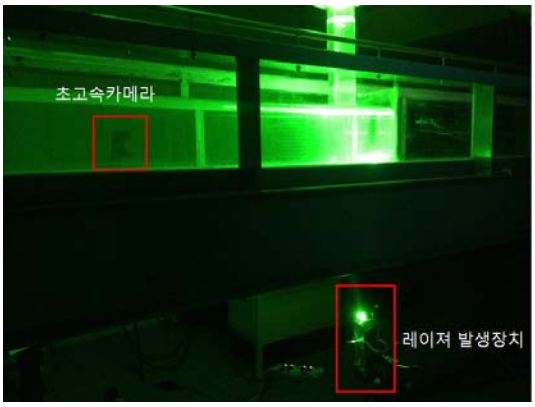


그림 2-2-31 x-z 단면의 PIV 측정방법

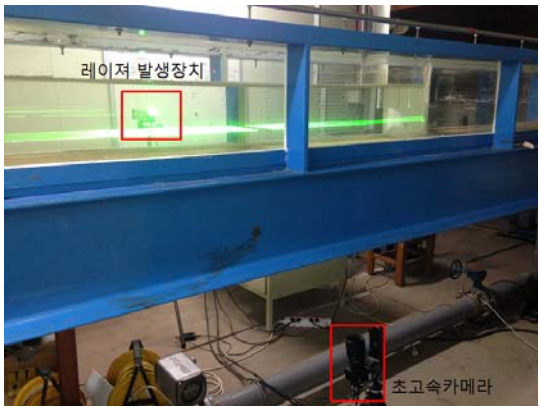


그림 2-2-32 x-y 단면의 PIV 측정방법

본 연구의 수리실험은 공급되어지는 유량을 흡입장치가 그 유량을 모두 흡입하여 흐름이 안정화 된 후 정류상태로 진행되었으며, 0.2 m의 수심조건과 0.2 m/s의 유입유속이 되도록 하였다. PIV를 이용하여 x-z 평면은 2048 X 1024의 범위로 초당 310장을 촬영하였고 x-y 평면은 x-z평면의 촬영범위보다 보다 넓은 2048 X 2048의 범위로 초당 157장을 촬영하였다. 1차원 유속계를 이용하여 흡입부로부터 2 m 상류 단면에서 평균유속과 수심을 측정하였다.

표 2-2-4 PIV 실험 조건

촬영단면	유입유량(Q_{in})	흡입유량(Q_{out})	수심(h)	접근유속(v_a)	촬영범위	촬영속도
x-z	12 l/s	12 l/s	0.2 m	0.2 m/s	2048X1024	310fps
x-y					2048X2048	157fps

다음 그림은 z/h(수심비)가 0.2일 때 x-y 단면의 vector도를 나타내고 있다. 상류쪽에서 유입유속인 0.2 m/s로 진행해 오다가 흡입부 근처에서 z방향 흐름에 의해 유속이 약 2배정도 강해지면서 흐름이 흡입관 쪽으로 몰리는 것을 관찰할 수 있다. 수심비가 0.3인 x-y 단면의 vector도에서도 수심비 0.2에서의 흐름과 비슷한 양상을 보였다.

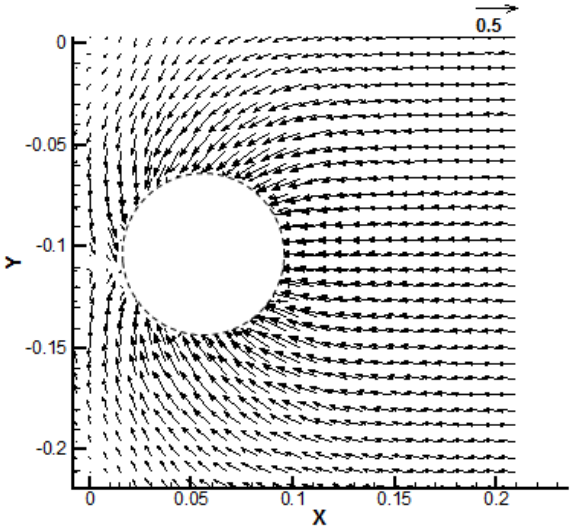


그림 2-2-33 z/h=0.2에서 x-y 단면의 vector도

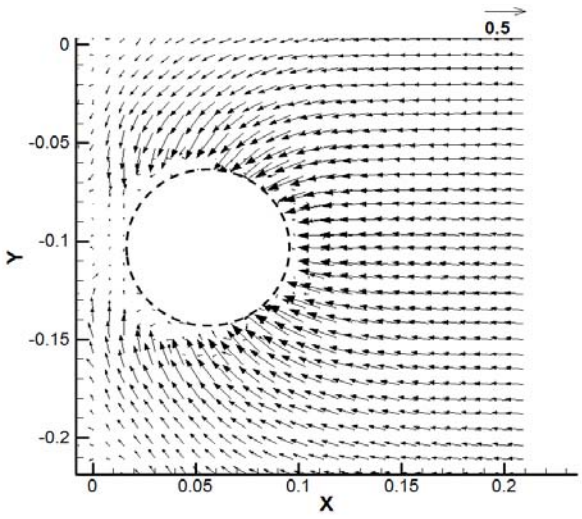


그림 2-2-34 z/h=0.3에서 x-y 단면의 vector도

다) 3차년도 연구수행 결과

(1) 빗물펌프장 고효율화를 위한 유출부 및 흡수조 형상 검토

(가) 빗물펌프장 유입부 및 흡수조 형상 조사 및 분석

도심유역 내에 설치되어 있는 빗물펌프장의 특성을 조사하기 위하여 본 과제의 시범유역인 도림천에 대하여 현장조사를 수행하였다. 도림천 설치되어 있는 빗물펌프장은 그림 2-2-1과 같이 10개소이며, 우안 4개소 좌안 6개소 분포하여 있다. 본 조사에서는 유수지의 특성, 배출토구의 형상, 흡수정의 형상 등을 조사하였다.

구로1빗물펌프장은 번화한 도심지역에 설치되어 있어, 유수지 상부가 복개되어 있다. 펌프는 총 8대 설치도어 있으며 하천으로 배출되는 토출부는 암거형태로 되어 있다. 토출부 암거의 설치위치는 도림천변 자전거도로 인근의 하천서수부에 설치되어 있으며, 하천 식생이 하류부에 다수 분포하고 있는 것으로 확인되었다.



(a) 구로1빗물펌프장 제원 (b) 구로1빗물펌프장 유수지 상부 (c) 구로1빗물펌프장 배출토구

그림 2-2-35 도림천 구로1 빗물펌프장 현장조사 사진

구로2빗물펌프장은 지하철역 인근에 설치되어 있으며, 빗물펌프장 배후지는 제방도로보다 낮은 저지대이다. 흡입펌프는 총6대 설치되어 있으며, 부유물 처리를 위한 스크린과 처리시설이 펌프장에 설치되어 있다. 유수즈의 상부는 공용주차장으로 활용되고 있어 유수지확장에 어려움이 있을 것으로 판단된다. 배출토구는 하천의 저수부에 원형관으로 설치되어 있으며 배출수가 도림천으로 바로 유입되도록 설치되어 있다.



(a) 구로2빗물펌프장 제원 (b) 구로2빗물펌프장 흡입부 (c) 구로2빗물펌프장 배출토구

그림 2-2-36 도림천 구로2 빗물펌프장 현장조사 사진

구로3빗물펌프장은 본 조사대상 중 가장 노후화된 시설로서 총5대의 빗물펌프를 운영 중이다. 도림천 제방도로와 제내지 측의 저지대 중간에 위치하고 있으며 유수지는 없는 시설로 조사되었다. 배출토구는 3련의 원형 관거로 되어 있으며, 제방의 상부도로 아래에 설치되어 있다. 배출구에서 나온 우수는 자전거도로 측면에 설치되어 있는 물받이를 통과하여 하천으로 유하되도록 설치되어 있어, 배출유량이 많은 경우 보행자에게 위험요소로 작용할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 구로3빗물펌프장 제원



(b) 구로3빗물펌프장 전경



(c) 구로3빗물펌프장 배출토구



(d) 구로3빗물펌프장 배출부

그림 2-2-37 도림천 구로3 빗물펌프장 현장조사 사진

구로4빗물펌프장은 도심 상가밀집지역 내에 설치되어 있으며, 유수지는 없고 빗물펌프는 4대가 운영중인 시설이다. 하천으로 토출우수를 배출하는 관거는 2련의 박스형 암거이고 제방의 제외지 측의 자전거도로 인근에 설치되어 있다. 토출된 우수는 고수부지를 유하하여 하천으로 유입되도록 설치되어 있어 우기에 관리가 필요한 것으로 판단된다.



(a) 구로4빗물펌프장 제원



(b) 구로4빗물펌프장 전경



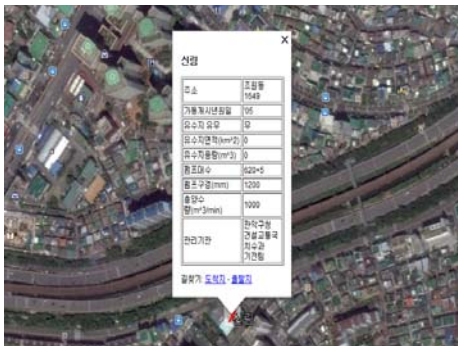
(c) 구로4빗물펌프장 배출토구



(d) 구로3빗물펌프장 배출부측 자전거도로

그림 2-2-38 도림천 구로4 빗물펌프장 현장조사 사진

신림빗물펌프장은 본 조사의 최상류에 위치하고 있으며, 주변지역은 공장 및 주택밀집지역이다. 배후지는 제방보다 낮으며, 제방이면도로를 건너 빗물펌프장이 위치하고 있다. 시설현황 D/B에서는 유수지가 없는 것으로 나타나지만, 현장조사에서는 흡입부 상류에 유수지가 설치되어 있는 것으로 나타났다. 토출수는 암거를 통하여 하천으로 배출되는 것으로 확인하였다. 자연배수관거는 박스형 관거로 개방되어 있는 상태이며, 펌프를 통하여 배출되는 우수는 수문조작을 통하여 수문을 개폐하도록 설치되어 있다. 배출구 하류는 고수부지를 횡단하는 물받이를 통하여 하천으로 유입되며, 물받이 상부에 설치된 교량을 통하여 보행자가 이동할 수 있도록 설치되어 있다.



(a) 신림빗물펌프장 제원



(b) 신림빗물펌프장 전경



(c) 신림빗물펌프장 배출토구



(d) 신림빗물펌프장 배출부측 자전거도로

그림 2-2-39 도림천 신림 빗물펌프장 현장조사 사진

대림2빗물펌프장은 도림천의 우안상류에 위치하고 있으며, 배후지는 제방보다 약 2m가량 낮은 저지대이다. 유수지는 설치되어 있지 않으며, 빗물펌프장 또한 노후화되었고 운영 중인 펌프는 3대인 소규모의 빗물펌프장이다. 제방도로에는 수문을 개폐할 수 있는 제어장치가 설치되어 있으며, 배출구는 제외지 측 제방에 설치되어 있다. 방류된 우수는 자전거도로가 설치되어 있는 고수부지를 통과하여 하천으로 유입되도록 설치되어 있다. 대림2빗물펌프장은 대규모의 유수지를 체육공원으로 활용하고 있는 시설이다. 유수지의 면적은 1.504 ㎢, 펌프는 7대로 1,745 ㎥/min.의 우량을 토출할 수 있다. 유수지로 유입되는 우수관로는 각 방향에 다수 설치되어 있다. 유수지와 흡입구 사이의 유입부에 짧은 경사면을 설치하여 우수가 집중되도록 하였으며, 흡수정 유입부도 최소잠김깊이를 위한 경사면이 설치되어 있다.

대림3빗물펌프장은 대규모의 유수지와 12대의 펌프를 통하여 3,411㎥/min.의 우량을 배출시킬 수 있는 대규모 빗물펌프장이다. 유수지의 면적은 1.972 ㎢으로 체육공원으로 활용되고 있으며, 유수지에서 흡수정 내부의 형상을 확인할 수 있도록 되어 있다. 유수지 측면으로는 유입된 우수의 양이 작은 경우 하천으로 우수를 유하시킬 수 있는 수로와 수문이 설치되어 있다. 유수지와 흡수정 사이에는 부유물을 걸러내는 스크린과 재진장치가 설치되어 있다. 흡수정 내부를 살펴보면, 유입구와 흡입구의 지반고는 최소잠김깊이를 고려하여 경사면으로 연결되어 있으며, 흡입구 아래에는 와류에 의한 기계적 손상을 방지하기 위한 고깔형태의 와류방지장치가 설치되어 있다.



(a) 대림2빗물펌프장 제원



(b) 대림2빗물펌프장 수문제어장치



(c) 대림2빗물펌프장 자연배수구



(d) 대림2빗물펌프장 강제배수구

그림 2-2-40 도림천 대림2 빗물펌프장 현장조사 사진



(a) 대림2빗물펌프장 제원



(b) 대림3빗물펌프장 유수지



(c) 대림3빗물펌프장 흡입부



(d) 대림3빗물펌프장 흡수정

그림 2-2-41 도림천 대림3 빗물펌프장 현장조사 사진

신도림 빗물펌프장은 제내지의 우수를 안양천으로 배출하는 시설로서, 유수지가 공원으로 조성되어 있다. 유수지 상부에는 우수관로 유입부가 다수 설치되어 있으며, 상류의 넓은 개활지는 주차장 및 운전면허학원부지로 활용되고 있다. 펌프는 총 9대가 설치되어 있다.



(a) 문래빗물펌프장 제원



(b) 문래빗물펌프장 전경

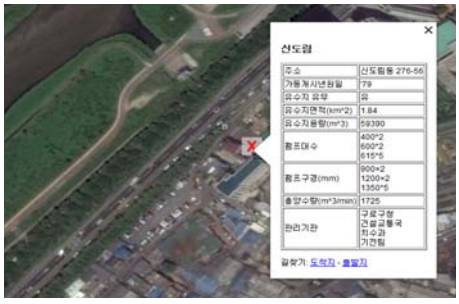


(c) 문래빗물펌프장 토출구 하류



(d) 문래빗물펌프장 토출구

그림 2-2-42 도림천 대림3 빗물펌프장 현장조사 사진



(a) 신도림빗물펌프장 제원



(b) 신도림빗물펌프장 유수지



(c) 신도림빗물펌프장 유입부



(d) 신도림빗물펌프장 유수지공원

그림 2-2-43 도림천 신도림 빗물펌프장 현장조사 사진

본 조사를 통하여 도심지역 빗물펌프장 및 내수배제시설의 현황을 분석하여 다음과 같이 정리하였다.

■ 도시유역 빗물펌프장 유수지 특성

- 지역적 제약으로 확장 가능성 낮아 유수지 확장으로 치수안전성 향상 기대 어려움
- 일부 유수지 없는 시설, 치수안전성 위해 펌프 성능 향상 필요
- 유수지에서 부유물 처리 스크린을 지나 흡수정 경사부로 연결, 흐름유도를 위한 부가시설 또는 배치 등에 의한 영향검토 필요

■ 내수배제시설인 배수통문/통관의 특징
- 강제/자연 배수된 우수를 하천으로 방류
- 자연배수 시설, 수문 설치하여 역류 방지, 하천의 수위가 낮은 경우 운영, 수위 상승후 폐쇄
- 수압에 의하여 개폐되는 역류방지 시설 다수 설치
- 배수통문/통관 평수위 영향 받고 있음(설치 위치 낮음)

■ 빗물펌프장 내 흡수정 현황
- 와류방지시설, 동일 시설 내에서도 펌프용량에 따라 설치 유무 확인
- 흡수정간 연결통로, 흡수정간 흐름 발생할 수 있는 수로 설치, 토출효율 영향 여부 확인 필요

(나) 빗물펌프장 대표 수리실험모형 구축

현장 조사결과, 기존 국내외 빗물펌프장 흡수정 관련연구는 최소잠김깊이를 고려하지 않은 실험에 기반을 두고 있어 국내 흡수정 형상을 고려한 수리실험 수행이 필요한 것으로 나타났다. 이에 본 연구에서는 국내 흡수정 설계자료를 분석하여 대표모형을 제작하고 수리실험 계획을 수립하였다. 흡수정 내부를 그림 2-2-12와 같이 각 부분으로 구분하고 설계제원을 분석하였다. 최근 30년 빈도로 설계능력 향상 설계를 수행한 45개 빗물펌프장에 대한 제원을 분석한 결과 표 2-2-1과 같이 나타났으며, 각 부분의 평균값을 산출한 결과는 표 2-2-2와 같다.

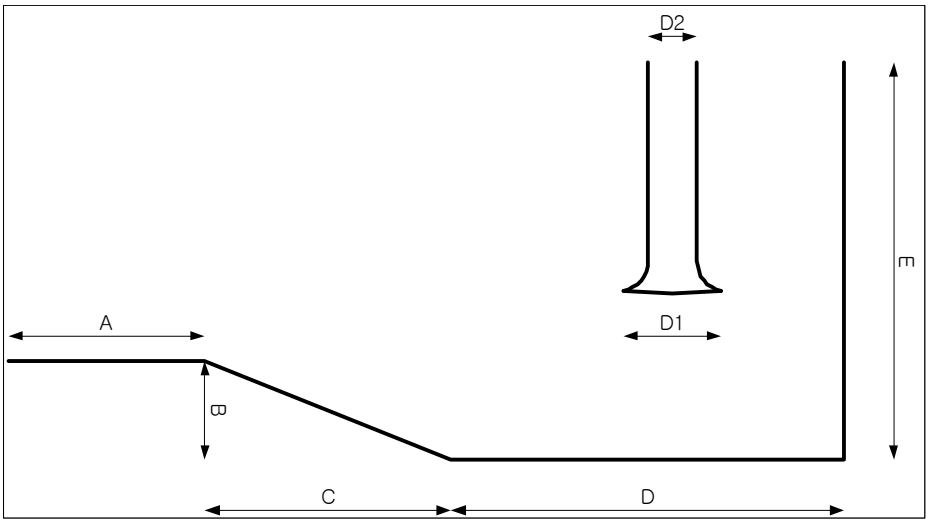


그림 2-2-44 빗물펌프장 흡수정 구분도

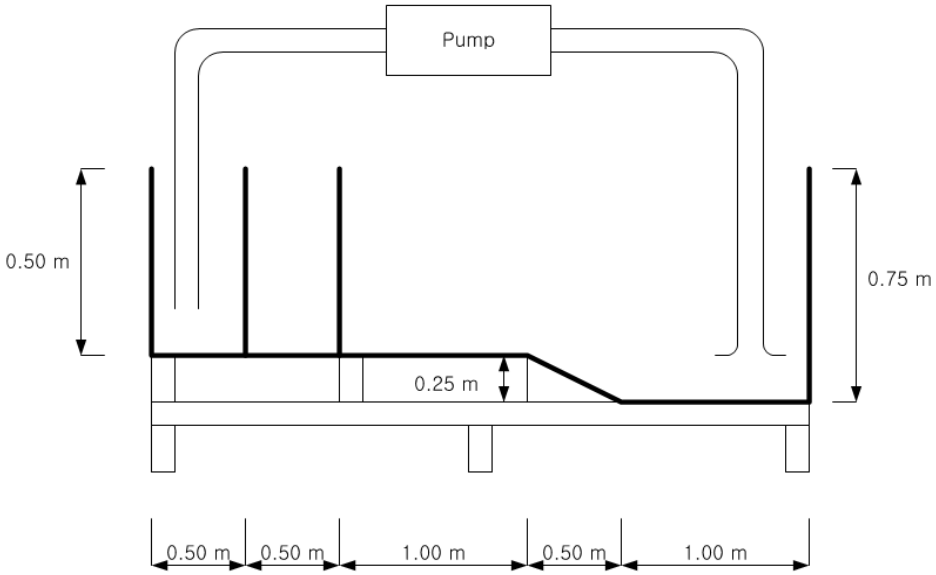
표 2-2-5 빗물펌프장 설계제원 조사결과(단위 : mm)

시설명	A	B	C	D	E	D1	D2	F	펌프 용량 (㎥/min)	펌프 마력 (Hp)
뚝섬	4,800	1,500	4,000	10,300	4,000	1,000	1,000	4,000	150	450
옥수	7,165	3,770	3,770	8,700	5,270	1,200	1,200	4,000	190	550
응봉	-	-	-	-	-	1,200	1,200	4,000	185	550
천호	3,800	1,500	3,800	4,000	2,650	1,500	1,500	4,000	300	600
성내	-	-	-	-	-	1,800	1,800	-	400	1,200
가양	9,600	4,000	5,400	14,450	7,500	1,650	1,650	5,000	405	-
광장	∞	2,000	3,300	4,500	6,700	1,000	1,000	2,750	157	400
구의	∞	3,000	4,500	10,600	8,000	1,350	1,350	4,500	263	680
새말	∞	3,800	6,750	8,100	6,000	1,500	1,500	5,600	358	990
시흥	8,000	4,000	6,700	6,000	5,400	1,350	1,350	5,000	230	-
신천	10,000	2,000	3,000	9,000	6,050	1,200	1,200	4,500	200	-
용답	2,200	2,600	3,100	9,000	5,000	1,000	1,000	4,200	132	500
잠실	5,750	1,780	3,000	9,100	6,000	1,200	1,200	4,000	221	-
풍납	3,900	3,700	6,400	6,800	6,600	1,500	1,500	5,000	295	-
오금	2,400	1,800	4,130	7,600	11,000	1,650	1,650	6,000	380	1,400
망원1	3,900	2,500	5,400	9,400	7,800	1,650	1,650	5,000	335	1,075
신구로	6,300	4,000	7,500	10,500	4,900	1,200	1,200	5,000	200	650
신도림	1,950	2,650	3,450	10,800	7,650	1,350	1,350	4,100	206	615
가산1	16,700	2,400	4,200	8,150	3,300	1,200	1,200	4,000	170	-
가산2	16,700	2,400	4,200	8,150	3,500	1,200	1,200	4,000	160	-
노량진	-	2,000	-	4,850	-	1,000	1,000	-	150	350
성산	7,200	2,500	3,500	5,500	5,400	900	900	3,200	100	300
송천동	-	-	-	-	-	800	800	-	73	255
양화	2,000	1,000	8,000	4,200	7,000	450	450	4,000	118	-
휘경	6,100	2,900	5,700	9,900	7,100	1,500	1,500	-	285	500
개봉1	3,300	3,000	5,800	12,900	5,600	2,200	2,200	-	720	1,300
개봉2	2,000	1,000	3,000	11,800	7,540	1,800	1,800	6,000	445	1,000
구로1	9,850	3,000	4,500	8,800	4,150	1,000	1,000	5,000	140	350
대림3	2,400	5,200	5,400	22,700	5,500	2,000	2,000	6,300	600	1,500
대방	5,000	4,000	5,900	10,100	9,750	1,650	1,650	5,500	330	1,100
봉원	-	-	-	-	-	1,400	1,400	-	250	750
중화	-	-	-	-	-	1,350	1,350	-	220	500
합정	3,400	1,800	2,800	6,400	6,100	800	800	3,000	80	-
공릉2	19,600	3,500	6,200	12,300	7,200	1,500	1,500	4,500	260	-
면목4동	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
염창2	3,000	4,500	4,500	5,550	12,900	1,500	1,500	4,700	330	1,000
대치	∞	4,300	6,900	9,900	10,800	1,350	1,350	5,500	220	800
방화	∞	2,500	5,600	9,400	4,700	1,200	1,200	4,000	190	295
신림2	8,500	3,200	5,580	7,400	7,700	1,200	1,200	4,000	184	416
중동	24,700	2,800	4,500	9,700	7,900	1,000	1,000	-	140	-
장안	15,200	1,700	2,400	5,970	5,600	800	800	-	67	250
용두3	∞	2,000	2,600	6,000	3,370	800	800	2,500	80	-
용허리	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
잠원2	3,500	3,400	5,000	14,600	8,700	1,500	1,500	5,500	270	-
송정	6,500	-	5,000	11,000	5,500	1,500	1,500	4,500	308	-

표 2-2-6 빗물펌프장 설계제원 분석 결과(단위 : mm)

시설명	A	B	C	D	E	D1	D2	F
최대	24,700	5,200	8,000	22,700	12,900	2,200	2,200	6,300
최소	1,950	1,000	2,400	4,000	2,650	450	450	2,500
평균	7,271	2,803	4,743	9,056	6,482	1,300	1,300	4,496

분석결과에서 평균값을 선택하여 그림 2-2-13과 같은 흡수정 모형의 재원을 설정하고 모형을 제작하였다. 본 수로를 통하여 토출되는 유량은 최대 3 ㎥/min.으로 기존 흡수정 실험의 주요 참고실험으로 적용되던 일본 TSJ benchmark 실험조건의 3배를 구현할 수 있도록 설계하였다.



(a) 흡수정 모형 설계도면



(b) 흡수정 수리실험 수로

그림 2-2-45 국내 빗물펌프장 흡수정 재원분석기반 흡수정 실험모형

(다) 빗물펌프장 유입부 개선사항 도출

빗물펌프장의 현장조사, 설계도서 및 1차년도 수행한 국내 설계기준 분석을 통하여 빗물펌프장 유입부의 개선사항을 도출하였다. 국내 도심지역의 빗물펌프장은 부지확보의 어려움으로 유수지가 없거

나 설치된 유수지를 복개하여 상부를 공용시설로 활용하는 경우가 많아 우수저류를 위한 유수지 확보가 어렵다. 이에 흡수정을 통하여 우수를 토출할 수 용량을 증대하거나 기존 부지의 활용성을 극대화할 수 있는 방안의 모색이 필요하다. 또한, 유수지와 흡수정은 별도의 연결수로 없이 바로 연결되기 때문에 흡수정 내에 형상개선을 통하여 치수능력을 증대시킬 필요가 있다. 이에 본 연구에서는 흡수정을 고효율화하고 소형화할 수 있는 기술개발을 통하여 빗물펌프장의 성능을 개선하고자 한다.

흡수정 내에서 수리학적으로 발생하는 주요 문제점으로는 흡수정의 형상과 흡입구, 펌프의 토출량 등의 관계로 인하여 발생하는 와류이다. 고유속흐름과 동반되는 와류는 수면 또는 흡수정 벽면으로부터 형성된 강한 와류가 흡입구를 통하여 펌프에 영향을 미쳐 기계적 성능을 저하시키고 아울러 치수능력을 감소시키는 문제를 발생하게 된다. 이에 와류형성을 억제하기 위한 와류방지장치(Anti-Vortex Device)를 설치한 흡수정을 현장조사 및 설계도서를 통하여 확인할 수 있었다. 그러나 국내의 빗물펌프장 관련 설계기준에는 와류방지장치에 대한 설계기준이 적시되어 있지 않아 국외 기준을 차용하거나 경험에 의존한 설계를 수행하고 있다. 이에 흡수정의 형상개선을 위하여 와류방지장치의 성능에 대한 연구를 수행하고 설계기준을 제시하여 빗물펌프장의 치수능력 증대를 도모할 필요가 있다.

(라) 수치모의를 통한 흐름특성 분석

본 연구에서는 수치모형 적용의 정확성을 확인하기 위하여 기수행된 수리실험 결과와 수치모의 결과를 비교하였다. Okamura et al.(2007)은 Turbomachinery Society of Japan(2005)에서 수행한 수리실험과 유사한 규격의 수로와 흡입부를 설치하고 정상수면와, 비정상수면와 및 정상수중와 발생 수리실험을 수행하였다. 수로의 폭은 300 mm, 흡입관은 D = 145 mm이고, 유입구는 수로의 저면으로부터 100 m, 후면으로부터 110 m 이격된 지점에 설치하였다. 흡입관의 중심부는 수로의 중심선에서 10 mm 우측으로 치우치게 설치되어 있다. 흐름조건에 따라 형성되는 와류의 특성이 다르기 때문에 TSJ 실험에서는 다음 표와 같이 3가지 조건을 적용하여 수리실험을 수행하였다.

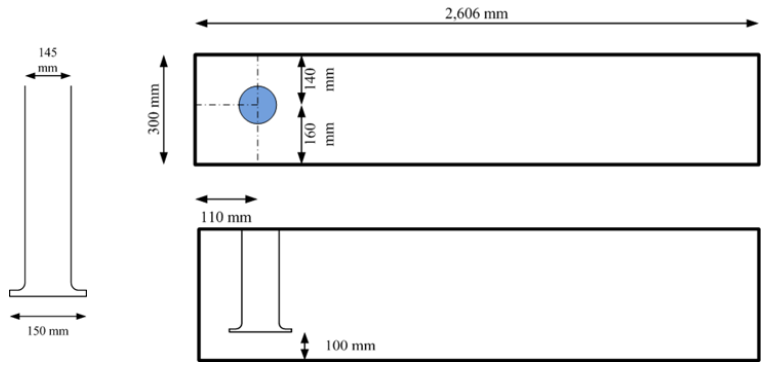


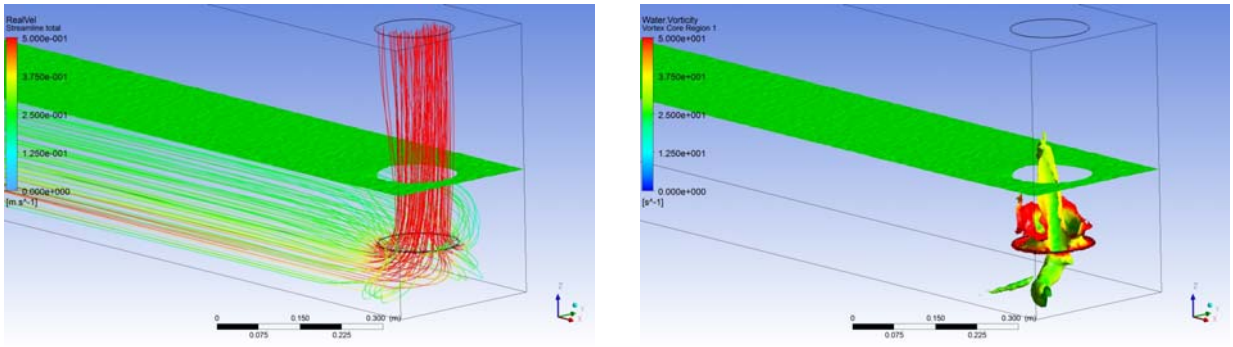
그림 2-2-46 일본 TSJ의 Benchmark test 실험수로

표 2-2-7 일본 TSJ의 Benchmark test 실험조건

Case	유량(m^3/min.)	수심(mm)	흐름상황
1	1.0	230	정상 공기흡입와
2	0.6	230	비정상 공기흡입와
3	1.0	150	정상 수중와

① Case 1의 수치모의 결과

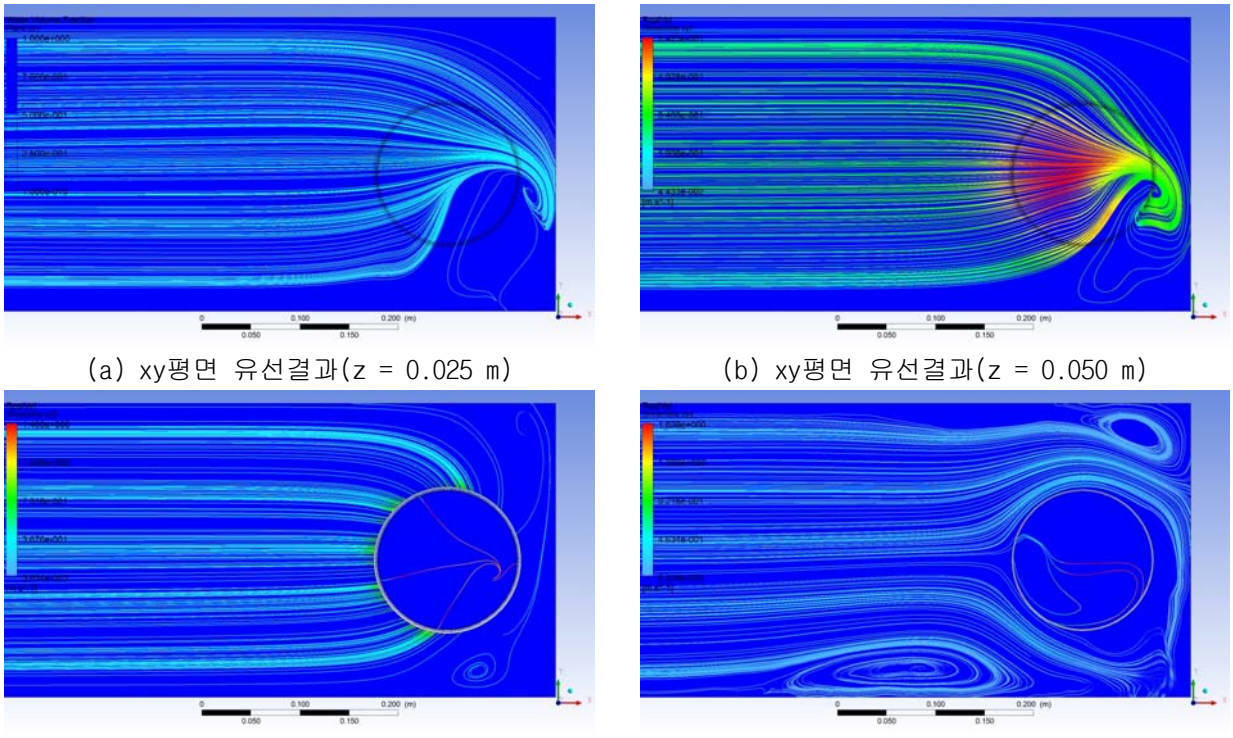
유입유량이 1.0 m^3/min.이고 수임이 0.23 m인 조건에 대하여 3차원 수치모형을 적용하여 흐름을 재현하고 그 결과를 분석하였다. 모의에 적용된 수치모형은 상용모형인 ANSYS-CFX 모형이고 흐름영역은 tetrahedron 격자를 이용하여 이산화하였다. 격자의 크기는 최소 0.002 m, 최대 0.01 m로 설정하였으며, 난류모형은 Shear Stress Transport 모형을 적용하였다. 다음 그림은 수치모의결과를 통하여 도출된 흐름장의 유선과 와류형성영역을 나타내고 있다. 유선결과를 살펴보면, 유입부에서는 균등하게 분포하던 흐름이 유입구 주변으로 모이면서 유속이 강해지고 있으며, 후변을 선회하여 유입되는 흐름영역에서 선회류가 발생하고 있음을 확인할 수 있다. 와도산정결과를 바탕으로 와류형성영역을 도시한 결과, 흡입구 후면과 우측 벽면에서 강한 와류가 형성되어 유입됨을 알 수 있다.



(a) 3차원 유선　　(b) 와류형성영역

그림 2-2-47 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 1, 유선 및 와류영역)

다음 그림은 높이가 다른 xy평면의 유선분포 결과를 도시한 것으로서, 후면의 와류는 수로 바닥으로부터 형성되어 유입흐름에 영향을 미치고 있음을 확인할 수 있으며, 수면에서는 강하지는 않지만 좌측벽면과 우측벽면에 각각 큰 선회류 영역이 존재함을 알 수 있다.

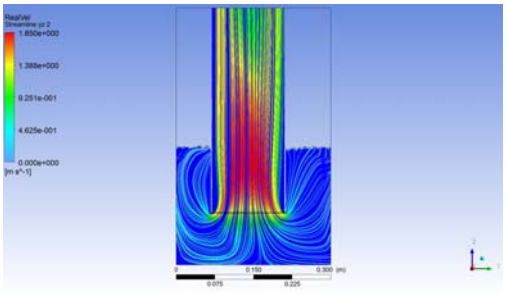


(a) xy평면 유선결과(z = 0.025 m)　　(b) xy평면 유선결과(z = 0.050 m)

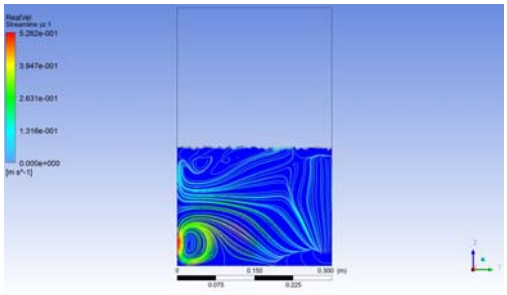
(c) xy평면 유선결과(z = 0.075 m)　　(d) xy평면 유선결과(z = W.S.L.)

그림 2-2-48 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 1, xy평면 유선)

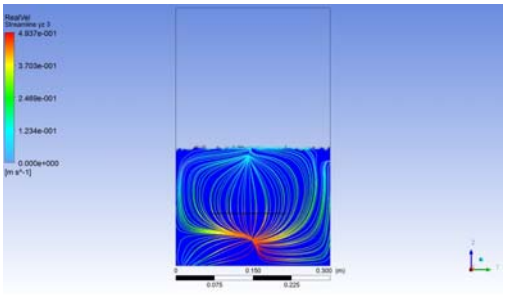
다음 그림은 흐름결과를 통하여 yz평면상의 유속결과를 유선으로 도시한 것이다. 흡입관의 중앙을 지나는 단면(x = -0.110 m)결과를 살펴보면, 흡입관이 수로중앙으로부터 우측으로 치우쳐져 발생하는 불균등한 유속분포 결과를 확인할 있으며, 흡입관과 수로후면 사이의 단면(x = -0.055 m)지점에서는 불균등한 흐름으로 강한 와류가 형성되고 있는 것을 확인할 수 있다. 유입부 단면(x = -0.210 m)에서는 흐름이 흡입관으로 집중되어 유선이 집중되는 현상이 나타나고 있다.



(a) yz평면 유선결과(x = -0.110 m)



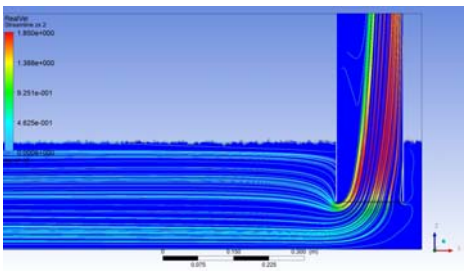
(b) yz평면 유선결과(x = -0.055 m)



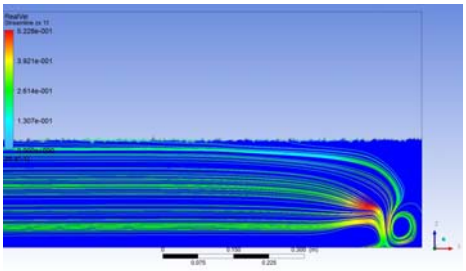
(c) yz평면 유선결과(x = -0.210 m)

그림 2-2-49 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 1, yz평면 유선)

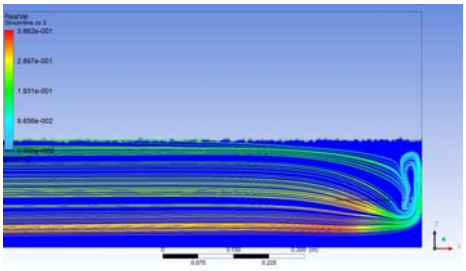
다음 그림은 흐름방향과 연직방향 흐름특성 결과를 나타내는 zx평면의 유속결과를 유선으로 표시한 그림이다. 수로중앙(y=0.150 m)의 흐름을 살펴보면, 수로 바닥으로부터 흡입관으로 흐름이 집중되어 유입되고 있는 형상이 나타나고 있으나, 우측벽면(y=0.050 m)과 좌측벽면(y=0.250 m)의 단면에서는 흡입관과 수로후면 사이의 영역에서 강한 선회류가 발생하고 있는 것을 확인할 수 있다.



(a) zx평면 유선결과(y = 0.150 m)



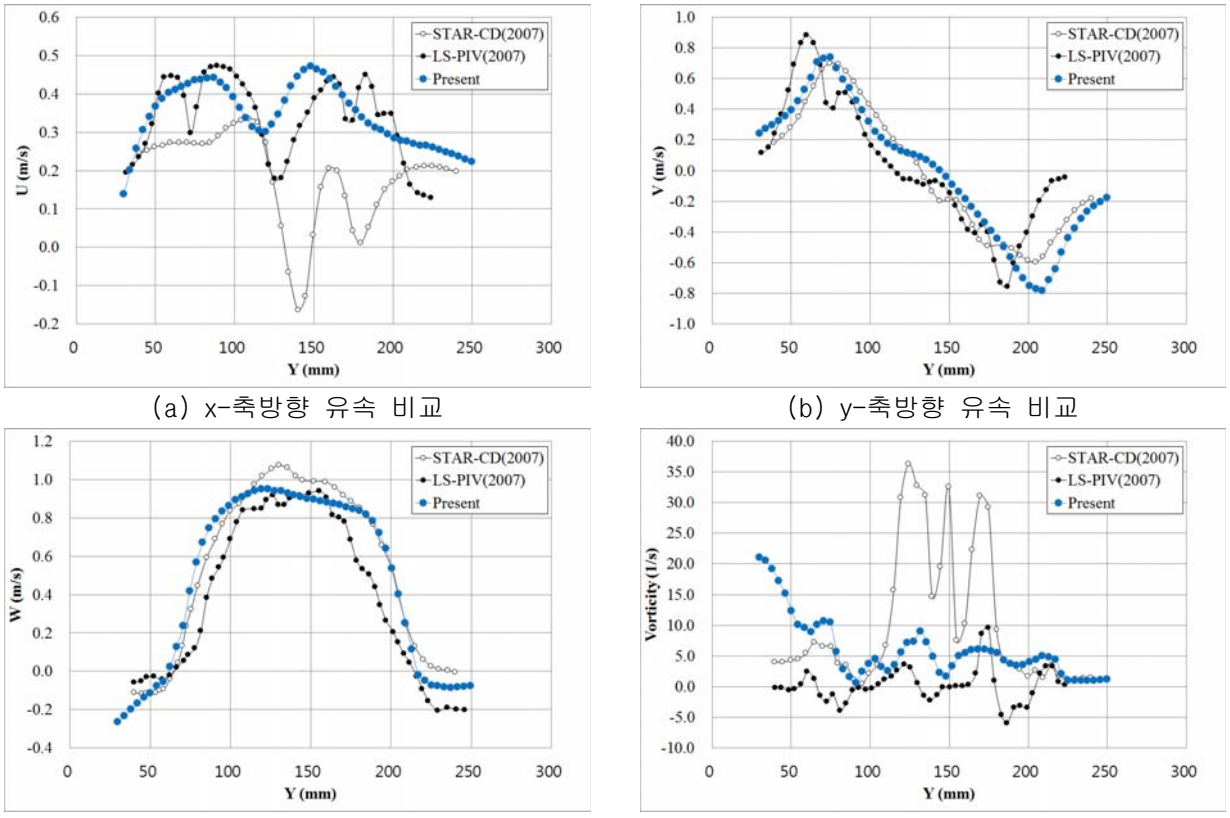
(b) zx평면 유선결과(y = 0.050 m)



(c) zx평면 유선결과(y = 0.250 m)

그림 2-2-50 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 1, zx평면 유선)

수치모의 결과의 정량적인 정확성을 분석하기 위하여 기수행 연구의 수치모의 및 수리실험 관측결과와 본 모의결과를 다음 그림과 같이 비교하였다. 흐름방향인 x-축 방향 유속을 비교한 결과, 기존 연구에서 3차원 상용모형인 STAR-CD를 이용하여 모의한 결과보다 본 연구에서 도출한 결과가 수리실험에서 LS-PIV를 이용하여 관측한 결과와 유사한 결과를 나타내고 있음을 확인할 수 있다. 그리고 폭방향인 y-축 방향 유속을 도시한 결과, 흡입구의 편심으로 인하여 발생하는 유속의 대칭과 불균형 현상을 정확히 구현하고 있다. 수심방향인 z-축 방향 유속을 도시한 결과, 흡입구 주변의 흐름이 강하고 벽면에서는 작은 유속이 나타나는 형상을 정확히 구현하고 있다. 마지막으로 와도를 비교한 결과, 수로중심부에서 LS-PIV의 관측값과 본 모의의 결과가 매우 잘 일치하고 있다.



(a) x-축방향 유속 비교 (b) y-축방향 유속 비교

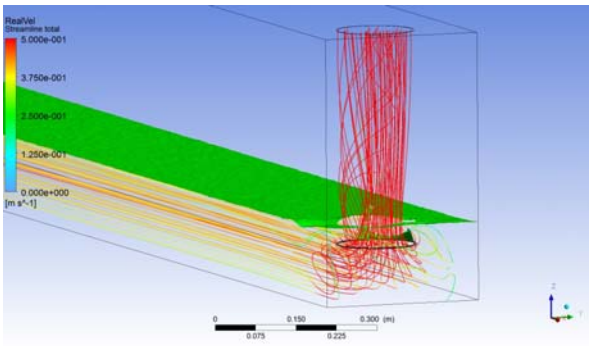
(c) z-축방향 유속 비교 (d) 와도 비교

그림 2-2-51 일본 TSJ의 Benchmark test 실험조건

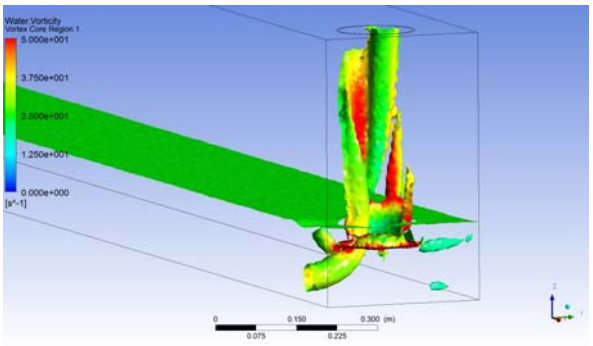
② Case 3의 수치모의 결과

유입유량이 1.0 m^3/min.이고 수임이 0.15 m인 조건에 대하여 3차원 수치모형을 적용하여 흐름을 재현하고 그 결과를 분석하였다. 흐름조건 1과 비교하여 유량은 동일하지만 수심이 낮은 조건으로서 흐름조건이 와류를 더욱 크게 발생시킬 수 있다. 모의에 적용된 수치모형은 상용모형인 ANSYS-CFX 모형이고 흐름영역은 tetrahedron 격자를 이용하여 이산화 하였다. 격자의 크기는 최소 0.002 m, 최대 0.01 m로 설정하였으며, 난류모형은 Shear Stress Transport 모형을 적용하였다.

수치모의결과를 통해 도출된 흐름장의 유선과 와류형성영역을 나타내었다. 유선결과를 살펴보면, 유입부에서는 균등하게 분포하던 흐름이 유입구를 지나 우측벽면에서 강한 유속과 선회류를 동반하며 흡입구로 유입되고 있는 것을 확인할 수 있다. 와도를 이용하여 와류형성영역을 도시한현과, 유선이 선회류를 형성하는 영역에서 큰 와류영역이 형성되며, 좌측벽면과 흡입구 전면에서도 소규모의 와류영역이 형성되고 있음을 확인할 수 있다. 아울러 수로 내에서 발생한 와류는 흡입관으로 유입되어 흡입과 내에서도 대규모 와류영역을 형성하므로 펌프운영에 영향을 미칠 것으로 판단된다.



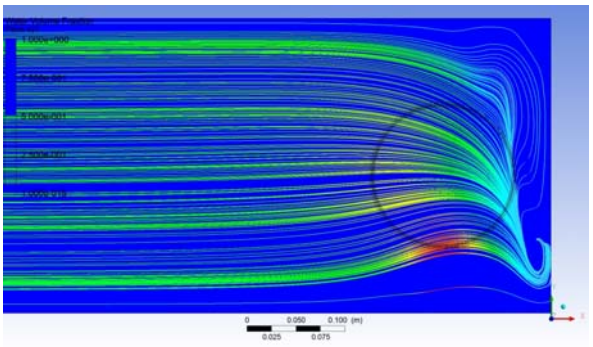
(a) 3차원 유선



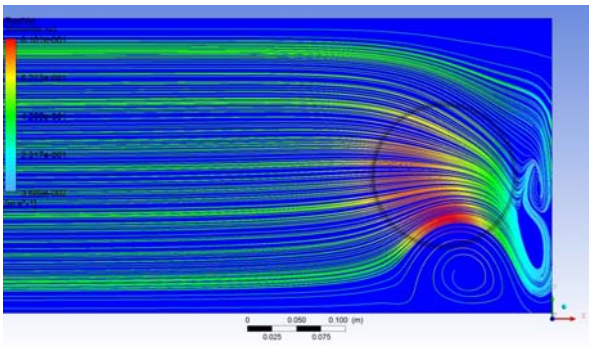
(b) 와류형성영역

그림 2-2-52 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 3, 유선 및 와류영역)

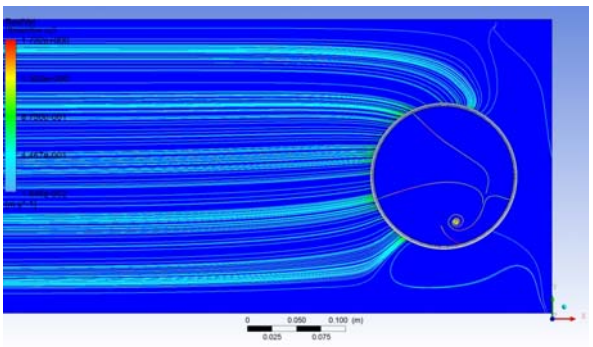
높이가 다른 xy평면의 유선분포 결과를 도시한 결과, 수로바닥(z = 0.025 m)에서는 선회류가 형서되지 않으나, 흡입구와 수로바닥 중간높이(z = 0.025 m)에서는 흡입구 후면 수로벽면 주위와 우측변면에서 선회류가 형성되고 있는 것으로 나타났다. 수면높이(z = 0.230 m)에서는 흡입구와 좌측벽면 사이의 영역과 흡입구 우측에 약한 선회류가 형성되고 있으나, 높이별 선회류 발생영역을 검토하면 연직방향으로 강한 선회류가 형성되지 않는 것으로 판단된다.



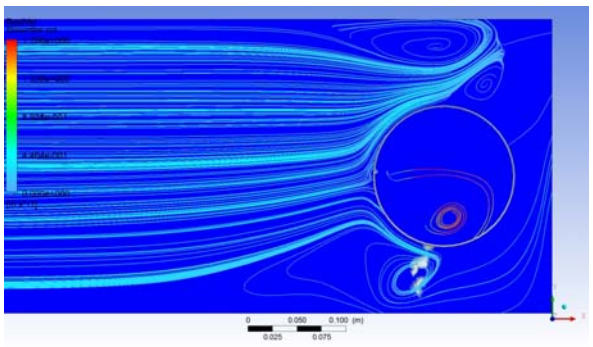
(a) xy평면 유선결과(z = 0.025 m)



(b) xy평면 유선결과(z = 0.050 m)



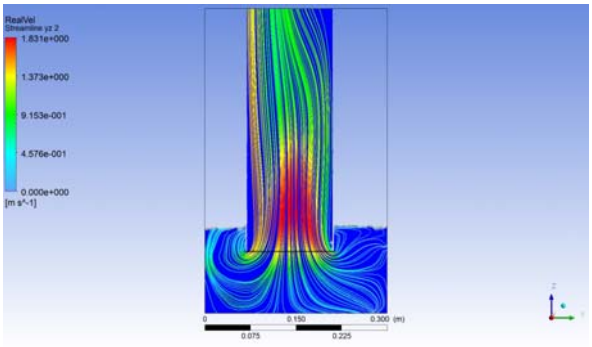
(c) xy평면 유선결과(z = 0.075 m)



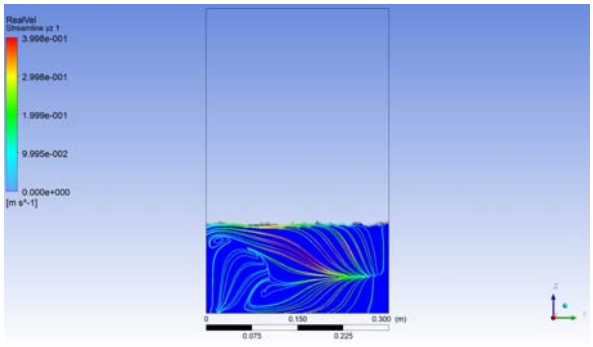
(d) xy평면 유선결과(z = W.S.L.)

그림 2-2-53 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 3, xy평면 유선)

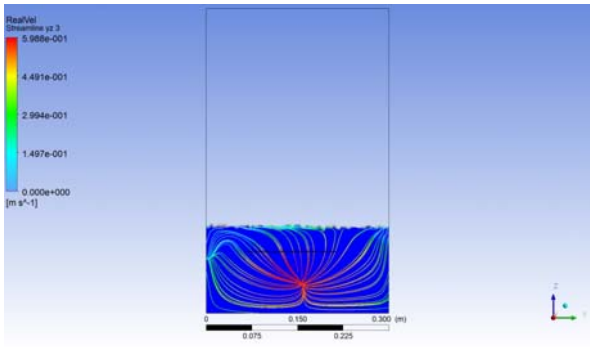
다음 그림은 높이가 다른 xy평면의 유선분포 결과를 도시한 것으로서, 수로바닥(z = 0.025 m)에서는 선회류가 형서되지 않으나, 흡입구와 수로바닥 중간높이(z = 0.025 m)에서는 흡입구 후면 수로벽면 주위와 우측변면에서 선회류가 형성되고 있는 것으로 나타났다. 수면높이(z = 0.230 m)에서는 흡입구와 좌측벽면 사이의 영역과 흡입구 우측에 약한 선회류가 형성되고 있으나, 높이별 선회류 발생영역을 검토하면 연직방향으로 강한 선회류가 형성되지 않는 것으로 판단된다.



(a) yz평면 유선결과(x = -0.110 m)



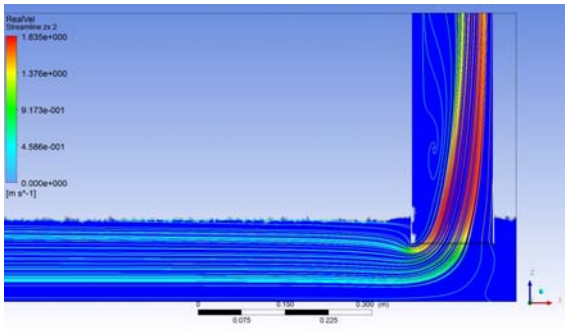
(b) yz평면 유선결과(x = -0.055 m)



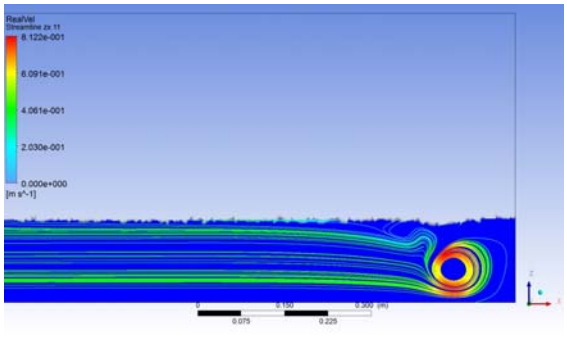
(c) yz평면 유선결과(x = -0.210 m)

그림 2-2-54 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 3, yz평면 유선)

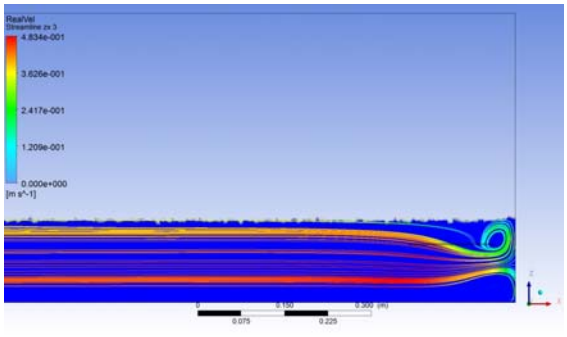
zx단면의 유선을 도시한 결과, 수로중앙(y = 0.150 m)에서는 흐름이 유입구로 집중되어 선회류가 발생하지 않으나 우측벽면(y = 0.050 m) 및 우측벽면(y = 0.250 m)에서는 강한 유속과 함께 선회류 영역이 발생하고 있는 것을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 와류형성영역을 도시한 그림 2-2-93의 결과와 일치하는 결과로서, 본 흐름조건에서는 수중에서 강한 와류가 발생하여 펌프운영에 영향을 미치고 있음을 나타내고 있다고 판단된다.



(a) zx평면 유선결과(y = 0.150 m)



(b) zx평면 유선결과(y = 0.050 m)



(c) zx평면 유선결과(y = 0.250 m)

그림 2-2-55 일본 TSJ의 Benchmark test 수치모의 결과(Case 3, zx평면 유선)

(2) 펌프 유입부 형상 변화에 따른 흐름특성 분석

(가) 흡입부 형상 변화에 따른 PIV 실험

앞서 흐름특성을 분석한 실험조건에서는 흡입관이 직선관의 형태였지만 실제 빗물펌프장에 설치되어 있는 흡입관은 직선관의 형태가 아니라 bell mouth의 형태를 하고 있다. 하지만 빗물펌프장에 설치되어 있는 벨 마우스(bell mouth) 형태의 흡입관이 흡입관 주변 흐름과 펌프 효율에 어떠한 영향을 미치는지 확인하기 위해서 수치모의를 수행하고자 한다. 수치모의를 이용할 때 실제 실험데이터를 이용하여 검보정이 필요하기 때문에 본 실험은 흡입관 형태 변화에 따른 수치모의에 필요한 실험데이터를 수리실험을 통하여 획득하고자 하였다. 벨 마우스 형상은 한국표준협회에서 발행한 펌프 토출량 측정방법(KS B 6302 :2011, 한국표준협회)를 참고하여 설계하였다.

1/6 W와 5/6 W에서의 vector를 살펴보면 다음 그림과 같다. 두 vector에서 빨간 동그라미 부분에서 직선형태의 흡입관이 설치되어 있을 때도 관찰되었던 좌·우안 근처에서의 와류가 동일하게 발생하였다.

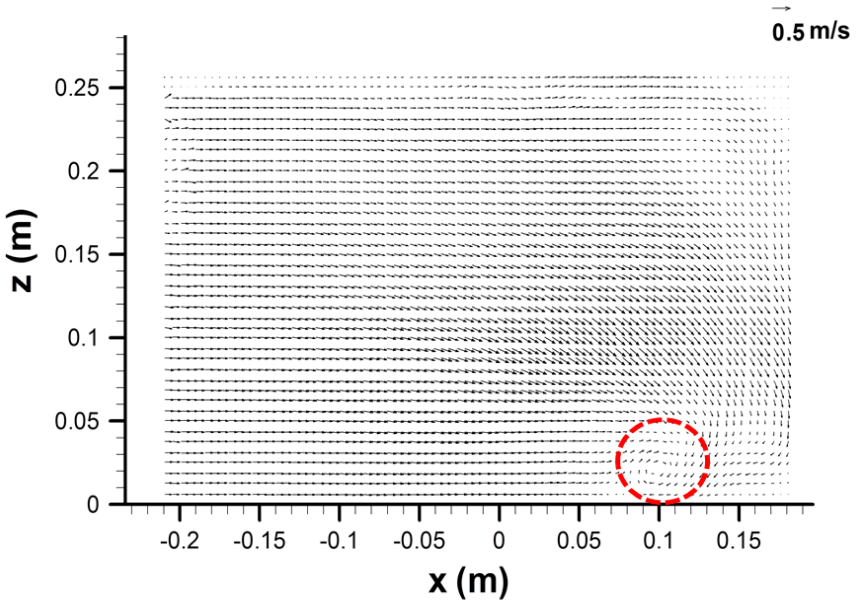


그림 2-2-56 Q=13.8 l/s, bell mouth 설치 후 1/6 W 에서의 vector

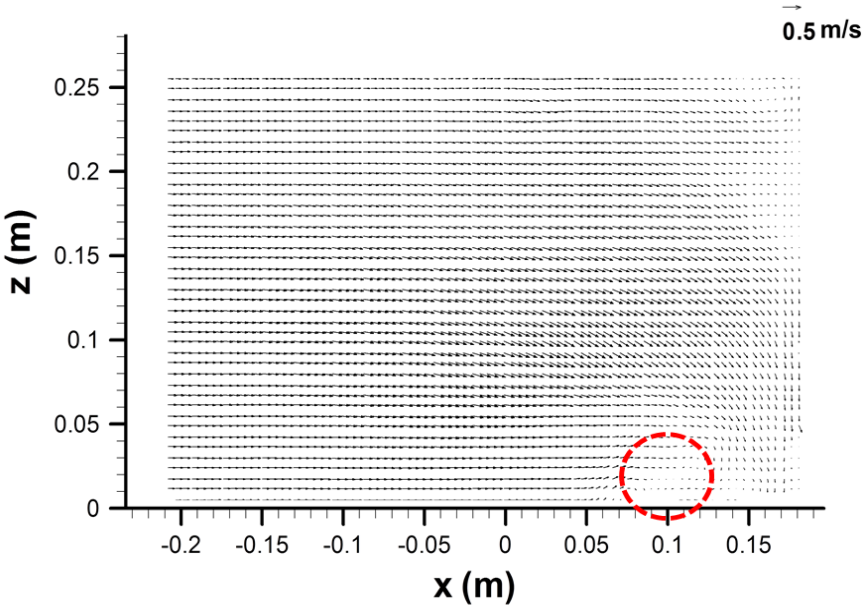


그림 2-2-57 Q=13.8 l/s, bell mouth 설치 후 5/6 W 에서의 vector

3/6 W에서의 vector를 살펴보면 다음 그림과 같다. 흡입부로 흡입되는 양은 직선관일 때와 동일하게 상류쪽으로 편중되어 흡입되고 있으며, 촬영영상을 보면 파란색 원이 흡입관이며 상류쪽 흡입관 바닥에서 와류가 발생하는 것을 확인할 수 있다. 이 와류는 흡입관이 직선형태일 때는 발생되지 않았던 와류이며, 흡입관의 형태 변화에 따라 와류 생성에 미치는 영향을 좀더 다양한 수리조건과 흡입부 형태를 통하여 검증할 필요가 있을 것으로 판단된다.

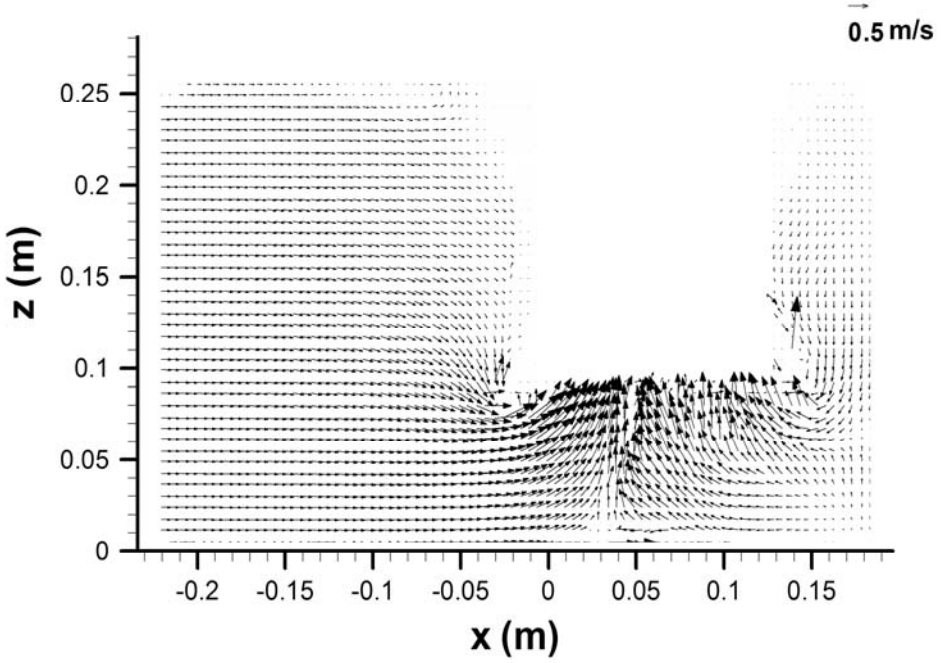


그림 2-2-58 Q=13.8 l/s, bell mouth 설치 후 3/6 W 에서의 vector

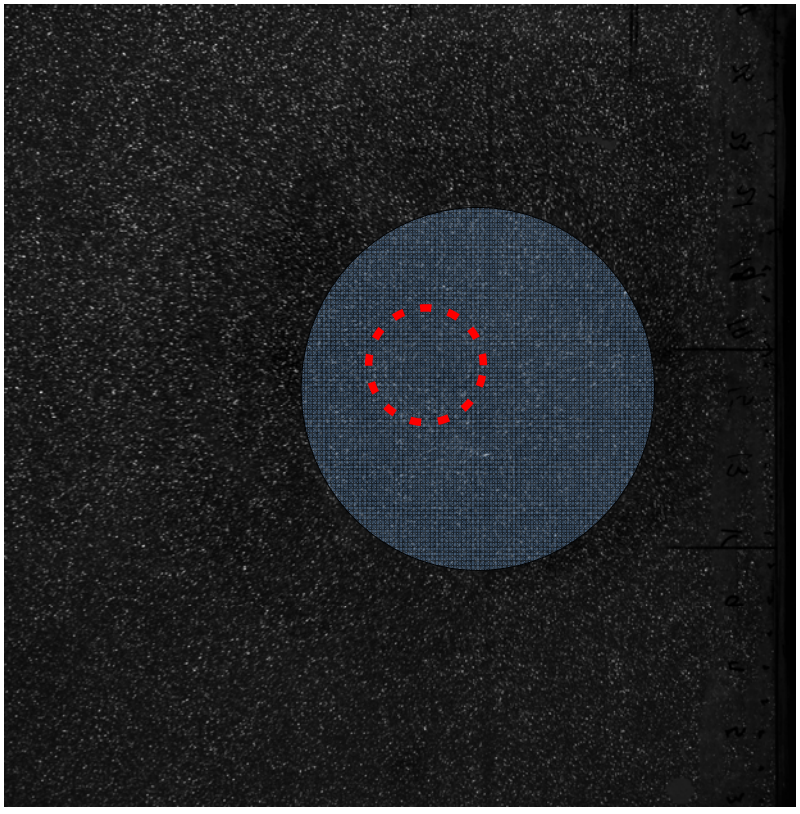


그림 2-2-59 Q=13.8 l/s, bell mouth 설치 후 0.1H 촬영 영상

(나) 와류발생 저감장치(AVD:Anti Vortex Device) 설치에 따른 PIV 실험 결과

펌프의 효율을 저감시키고, 진동과 소음을 발생시켜 펌프의 수명에 악영향을 미치는 와류를 저감하고자 하는 많은 노력들이 있었다. 그러한 노력들 중 가장 비용과 시간을 절약할 수 있는 방법이 와류발생 저감장치(AVD:Anti Vortex Device)를 설치하는 것이다. 하지만 국내 설계기준에서는 이 와류발생 저감장치에 대한 설계 지침이 전무하며, 외국의 설계기준에도 형태에 대한 예시만 있고 명확한 설계지침을 제시하고 있지 않은 경우가 많았다. 따라서 와류발생 저감장치의 최적 설계에 필요한 형태 및 치수를 제시하기 위하여 수치모의를 이용하고자 한다. 수치모의를 사용하기 위해서 실제 실험데이터를 이용하여 검보정이 필요하므로 수리실험을 통하여 필요한 데이터를 획득하고자 한다.

와류발생 저감장치는 가장 단순한 형태인 floor cone 타입을 선정하였다. floor cone 타입의 설계기준이 제시되어 있지 않아 임의로 밑지름은 1.0D, 높이는 0.7D로 결정하였다.

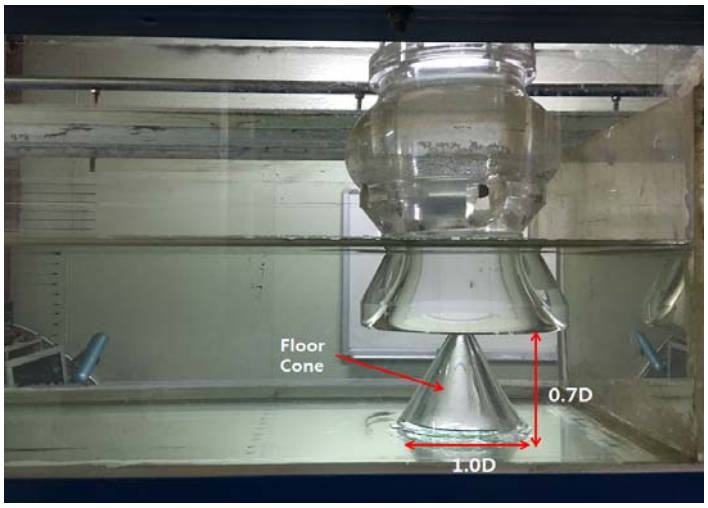


그림 2-2-60 Floor Cone 타입의 와류발생 저감장치

1/6 W와 5/6 W에서의 vector를 살펴보면 다음 그림과 같다. 앞선 실험들과 마찬가지로 좌·우안 벽 근처에서 와류가 발생하는 것을 확인할 수 있었다.

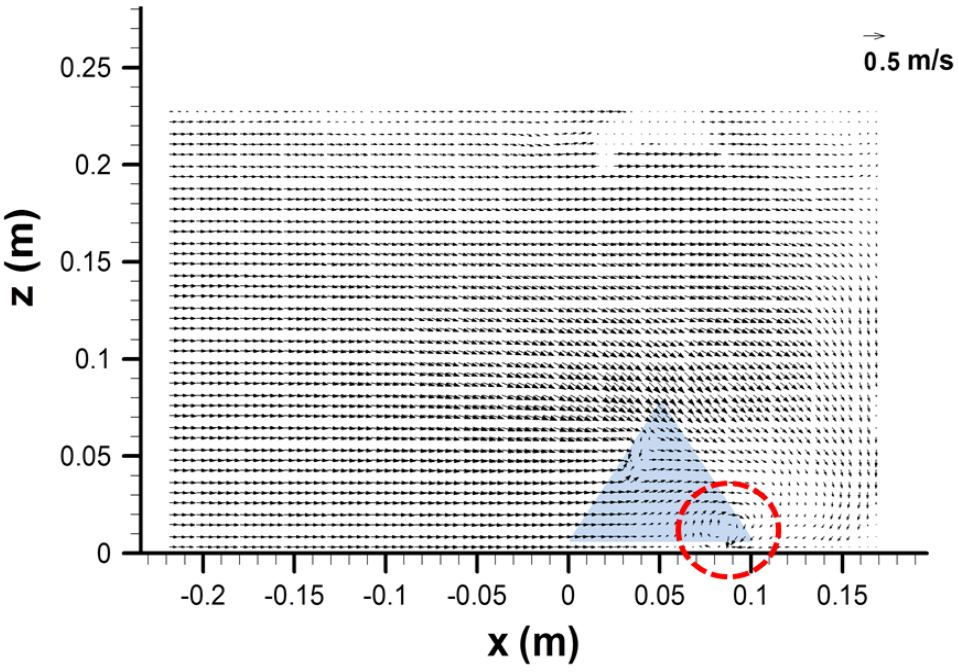


그림 2-2-61 Q=13.8 l/s, 와류발생 저감장치 설치 후 1/6 W 에서의 vector

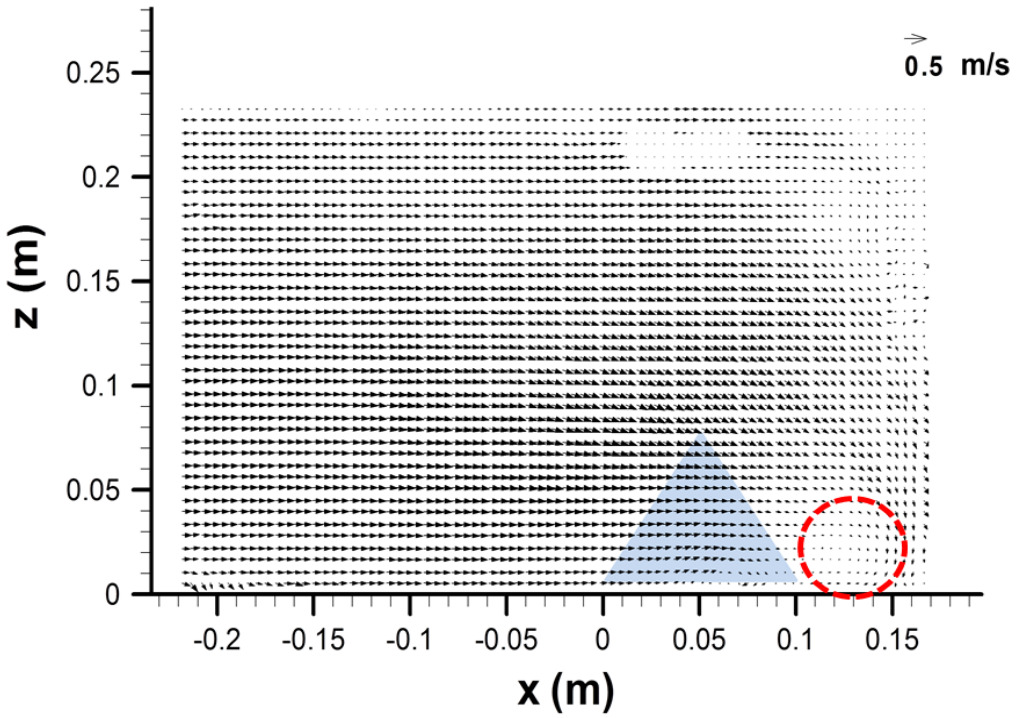


그림 2-2-62 Q=13.8 l/s, 와류발생 저감장치 설치 후 5/6 W 에서의 vector

(다) 확장실험

재현할 수 있는 유량의 확장 및 빗물펌프장 유입부의 지형을 재현하기 위해 확장된 실험수로를 제작하여 기초실험을 진행하였다. 실험수로의 제원은 다음 그림과 같다.

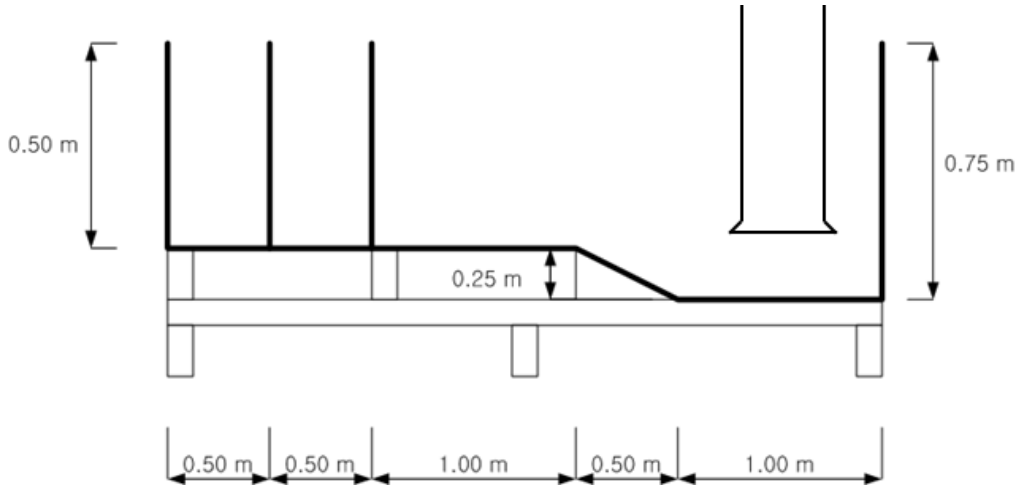


그림 2-2-63 확장수로의 제원

실험 case는 총 2개로 유량을 변화시켜가며 와류발생 위치를 파악하였다. 먼저 유량이 33 l/s인 case7의 경우 와류가 흡입관 뒷벽 좌안 측에서 발생하였다. 또한 유량이 40 l/s인 case8의 경우 흡입관 뒤쪽에서 와류가 발생하였으며, 수면하와류와 벽와류가 관찰되었다.

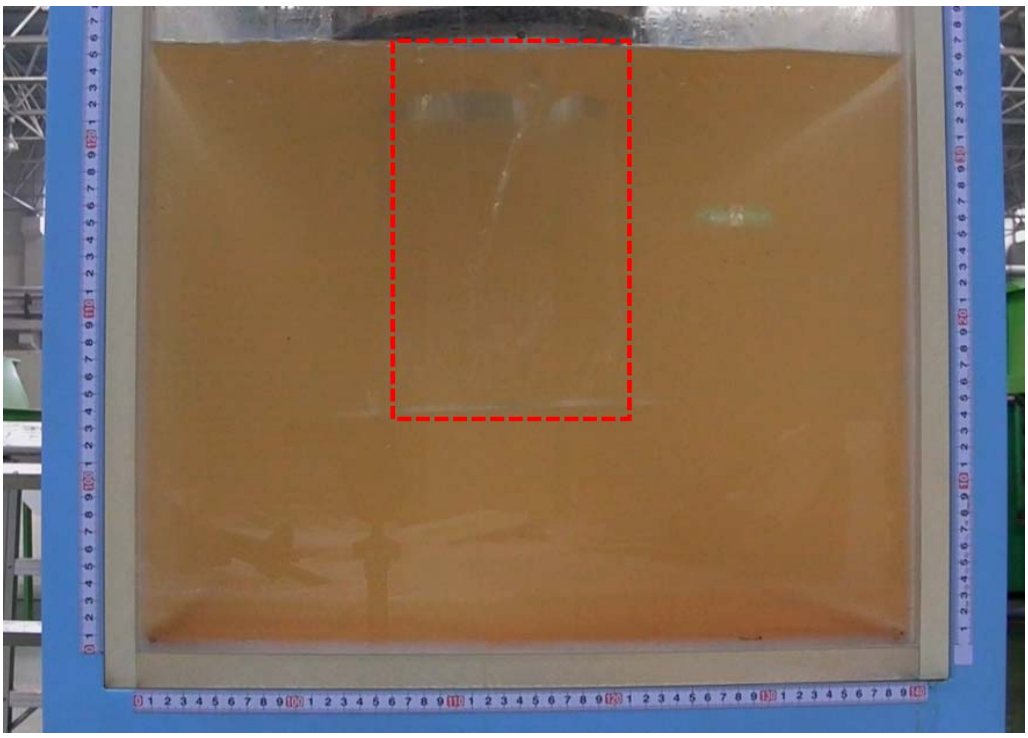


그림 2-2-64 case7 y-z단면에서의 surface vortex

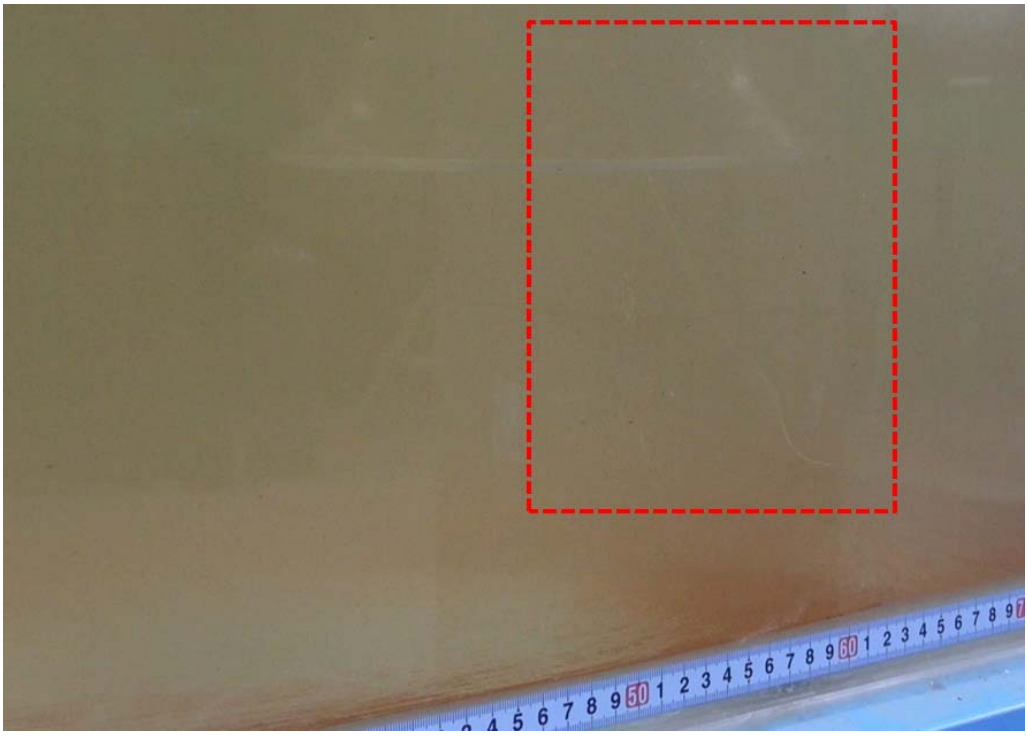


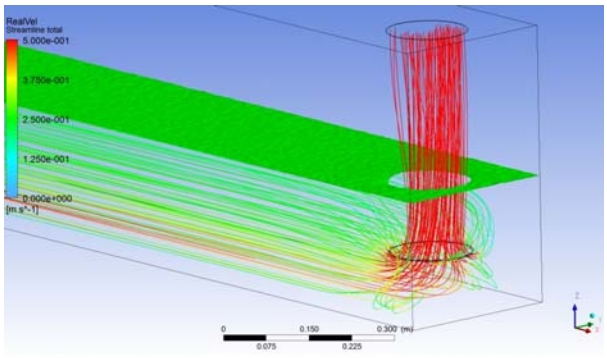
그림 2-2-65 case8 조건에서 wall vortex

(라) 수치모의를 통한 와류방지장치에 의한 흐름특성변화 분석

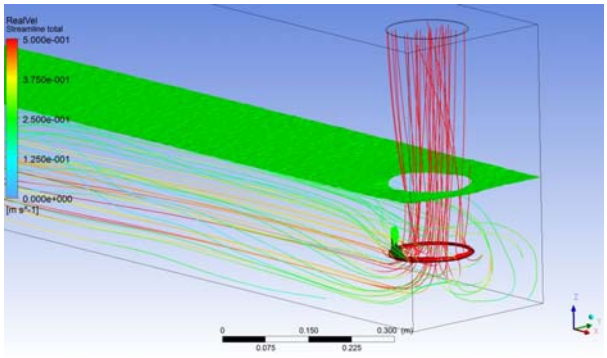
국내의 빗물펌프장 설계관련 기준을 살펴보면, 와류방지를 억제할 방법을 강구하게 되어 있으나 관련 시설 및 설계기법에 대한 상세한 내용을 다루고 있지 않고 있다. 이에 본 연구에서는 와류방지장치(Anti-vortex device)에 대한 검토를 수행하고 와류방지시설에 대한 설계기준을 제시하고자 한다.

① Floor cone 와류방지장치(AVD)의 설치높이에 따른 흐름특성 변화

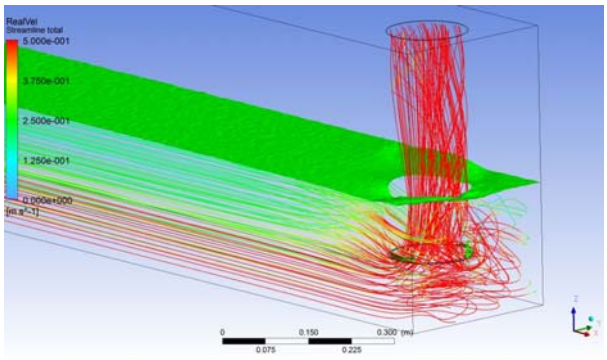
국내 빗물펌프장의 와류방지장치로 많이 활용되고 있는 floor cone AVD의 설치높이에 따른 흐름특성변화를 3차원 수치모의를 통하여 검토하였다. 흐름조건은 TSJ benchmark test의 Case 1이다. 다음 그림은 설치높이에 따른 유선변화를 비교한 그림으로서, 일반적으로 AVD의 높이가 높아짐에 따라서 흡입구 주변의 흐름특성이 점차 복잡해지고 있음을 확인할 수 있다. 와류방지장치 높이가 H = 0.1D(흡입구 직경)인 경우에는 흐름이 안정적이지만 설치높이가 높아지고 H = 0.3D에 도달하면 유입부부터 강한 유속을 동반하는 선회류가 형성됨을 확인할 수 있다.



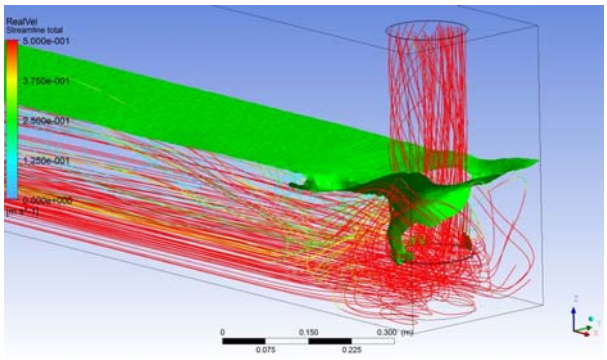
(a) AVD 무설치



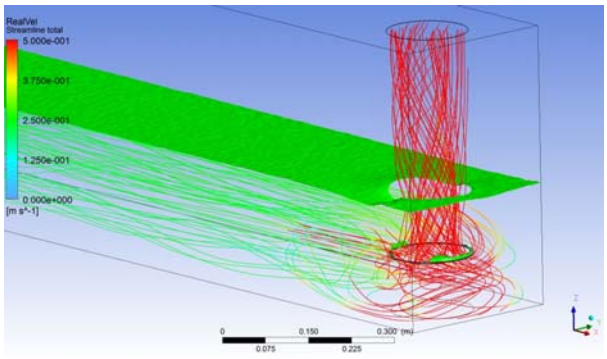
(b) Floor cone AVD H=0.1D



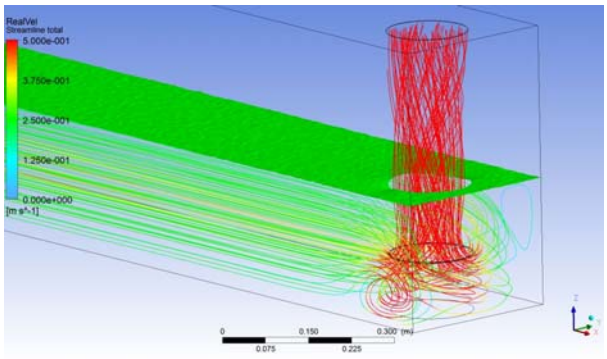
(c) Floor cone AVD H=0.2D



(d) Floor cone AVD H=0.3D



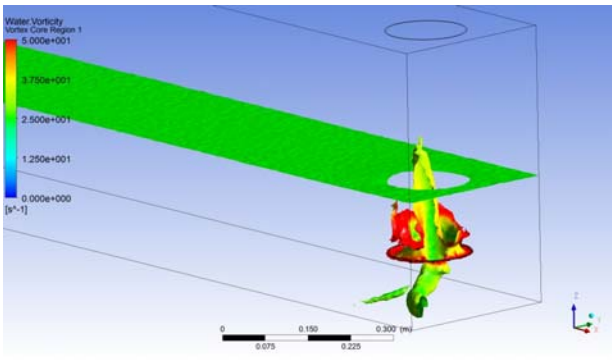
(e) Floor cone AVD H=0.4D



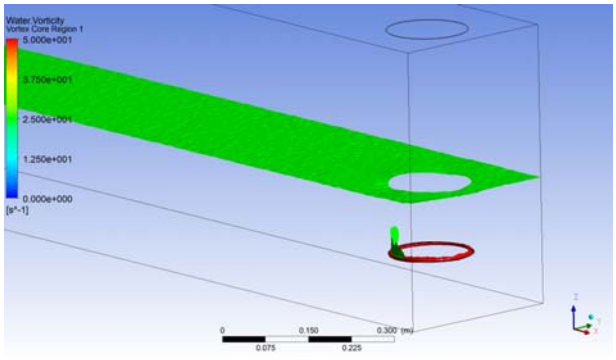
(f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-66 Floor cone AVD 설치높이에 따른 유선변화(Case 1)

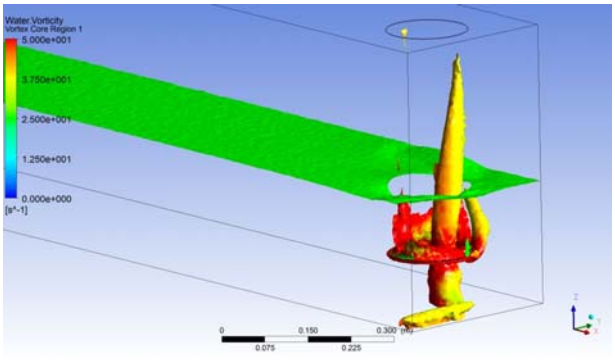
다음 그림은 와도를 분석하여 강한 와류가 형성되는 와류형성영역을 가시화하여 비교한 그림이다. 그림에서 나타난 바와 같이 AVD가 설치되기 이전 상태에서 흡입구 후면의 벽면으로부터 유입되는 와류영역이 존재한다. 그러나 H = 0.1D인 floor cone AVD를 설치하면 와류형성영역이 사라지고 전반적으로 안정적인 흐름조건을 유지하지만 AVD의 높이가 높아짐에 따라서 와류영역이 다시 형성되고 있으며 그 강도 또한 증가함을 알 수 있다. 특히 floor cone AVD의 높이가 H = 0.3D인 경우에는 와류의 강도가 강하여 수면을 교란시키고 공기가 흡입구 주변으로 유입되고 있는 현상을 본 수치모의를 통하여 확인할 수 있었다. 또한, 흐름조건이 안정되지 못하여 수로 내에서 발생한 와류영역을 흡입구를 통과하여 흡입관 상부까지 도달하는 결과를 나타내고 있다. 이와 같은 현상은 빗물펌프 운영 시 기계적인 손상을 일으킬 수 있는 조건이다. AVD의 설치높이에 따라서 와류를 억제할 수도 있지만 규격이 과도한 경우 흐름조건이 악화될 수 있음을 본 결과를 통하여 확인할 수 있다.



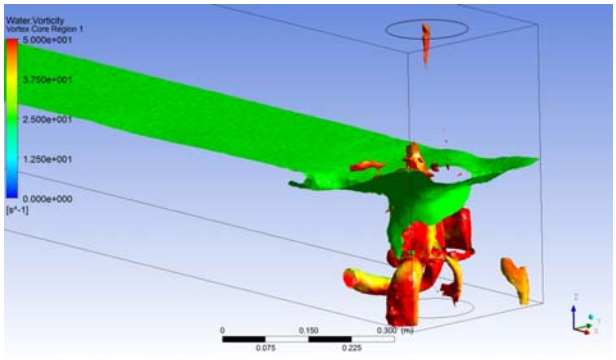
(a) AVD 무설치



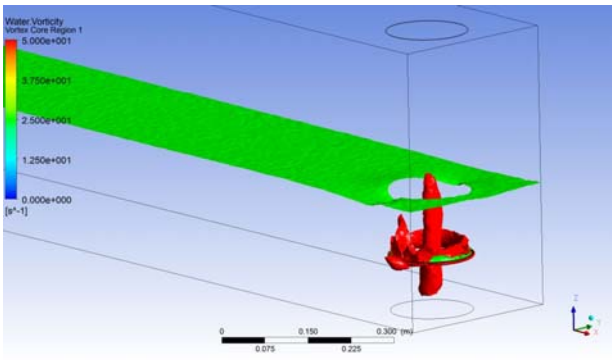
(b) Floor cone AVD H=0.1D



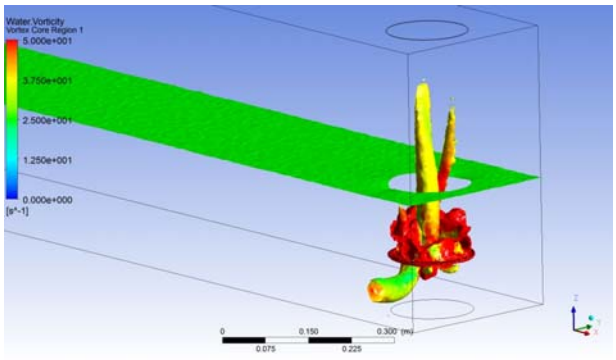
(c) Floor cone AVD H=0.2D



(d) Floor cone AVD H=0.3D



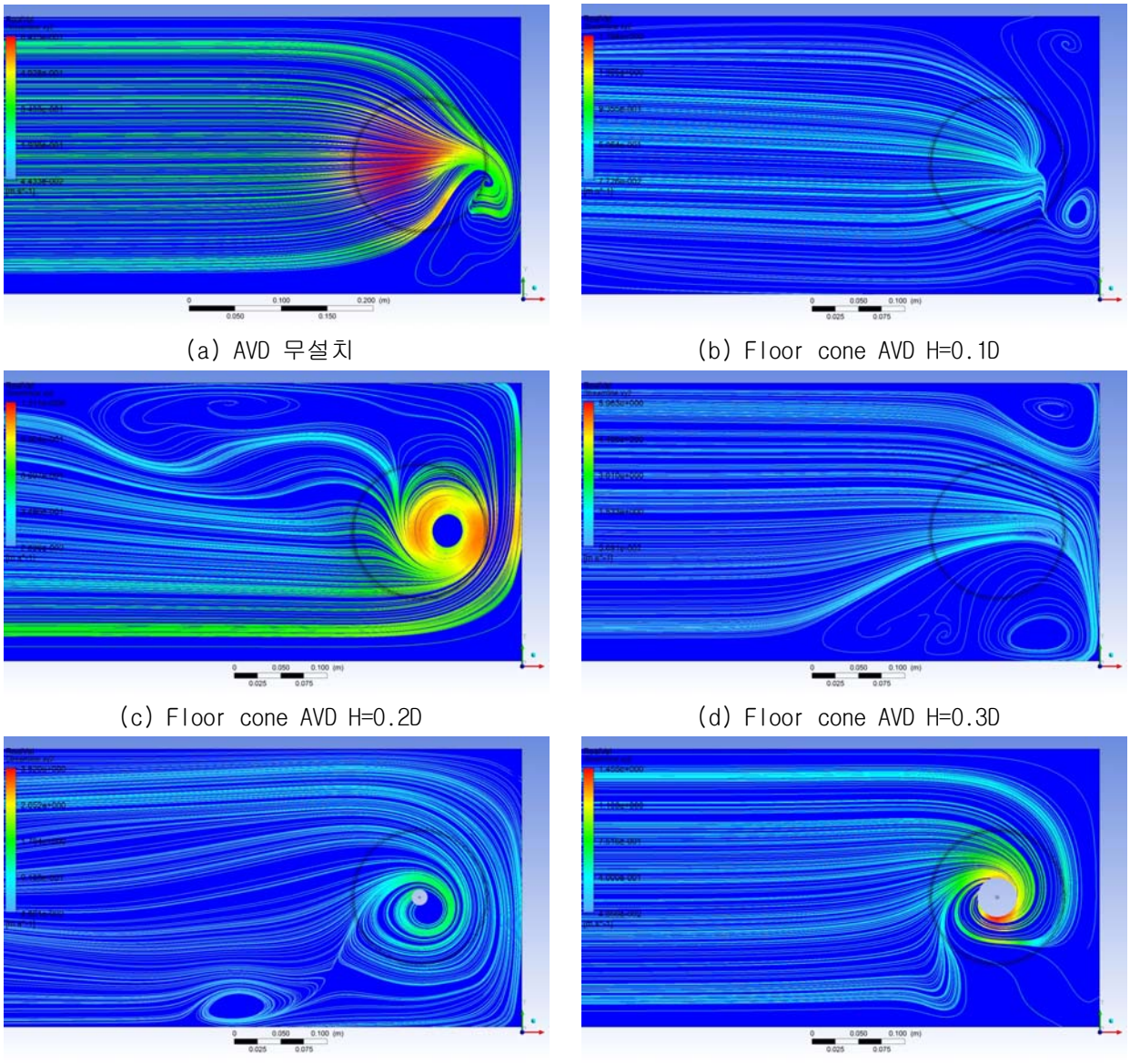
(e) Floor cone AVD H=0.4D



(f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-67 Floor cone AVD 설치높이에 따른 와류형성영역 변화(Case 1)

다음 그림은 흡입구의 설치높이와 수로바닥의 중간높이인 z = 0.050 m인 xy평면에서 관찰된 유선 및 유속결과를 비교한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흐름이 흡입구를 지나 뒷벽 부근에서 선회류 영역이 형성됨을 확인할 수 있다. AVD 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 흡입구로 접근하는 유속이 감소하고 뒷벽에서 형성되던 선회류 영역이 감소하고 있는 것을 확인할 수 있다. AVD의 높이가 H = 0.2D인 경우에는 흡입구 하부에서 강한 유속을 동반하는 규모가 큰 선회류 영역이 형성되며, 높이가 H = 0.3D인 조건에서는 흐름의 유속은 감소하지만, 측벽과 뒷벽 부근에서 큰 선회류 영역이 형성된다. 다시 AVD의 설치높이가 H = 0.4D와 H = 0.5D로 증가하면 흡입구 하부에 강한 유속을 동반하는 선회류 영역이 형성되고 있음을 확인할 수 있다. 이와 같은 결과는 floor cone AVD의 형상과도 연관이 있는 것으로 판단된다.



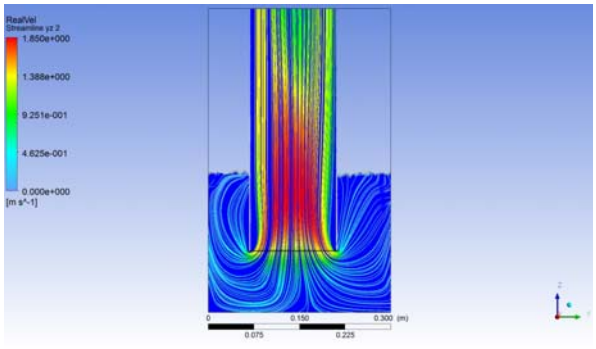
(a) AVD 무설치 (b) Floor cone AVD H=0.1D

(c) Floor cone AVD H=0.2D (d) Floor cone AVD H=0.3D

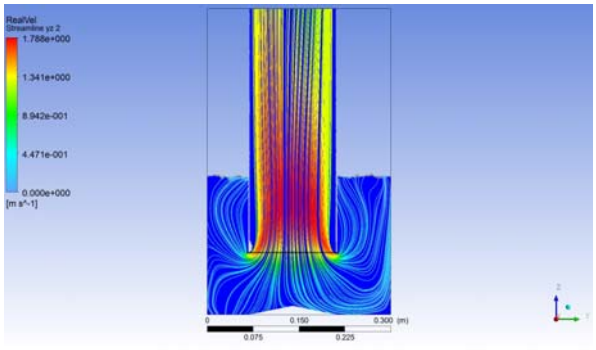
(e) Floor cone AVD H=0.4D (f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-68 Floor cone AVD 설치높이에 따른 xy평면 유선 및 유속 변화(Case 1, Z=0.050 m)

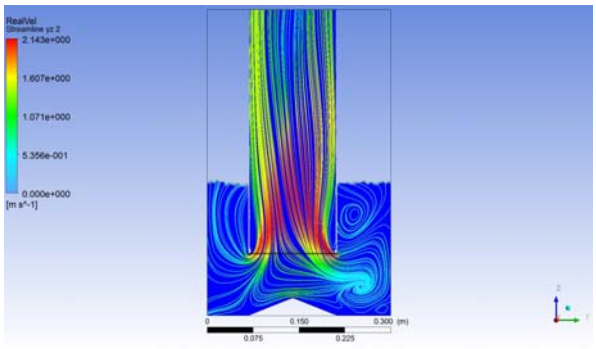
다음 그림은 흡입관 설치위치인 y = - 0.110 m인 지점에서 yz평면상에 수치모의 결과를 도시하고 유속과 유선의 형태를 분석한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 yz평면상에서 선회류 영역이 형성되지 않고 있으며, 유속은 흡입구 인근에서 강하게 형성되는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 평면상의 유선의 형태는 매우 완만하게 유지되고 있으며 유속 또한 AVD설치 이전과 비교하여 안정적으로 형성되고 있는 것으로 판단된다. 그러나, AVD의 설치높이가 높아짐에 따라서 AVD와 벽면 사이의 영역에서 흐름변화가 발생한다. AVD의 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서는 좌측벽면과 흡입구 사이의 영역에서 작은 선회류 영역이 형성되며, AVD의 설치높이가 H = 0.3D인 조건에서는 교란이 발생하는 수면과 흡입구 부근에서 강한 유속을 동반하는 선회류 영역이 형성된다. AVD의 높이가 H = 0.4D와 H = 0.5D인 조건에서는 AVD와 우측벽면 사이의 영역에서 선회류가 발생하고 AVD 주변에서 유속이 증가하고 있음을 확인할 수 있다.



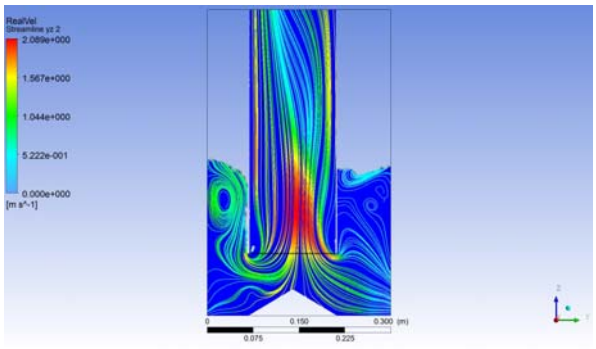
(a) AVD 무설치



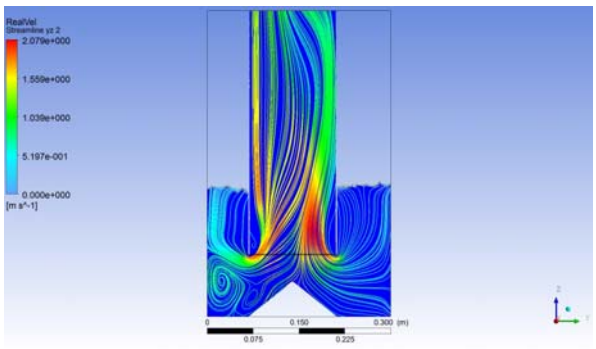
(b) Floor cone AVD H=0.1D



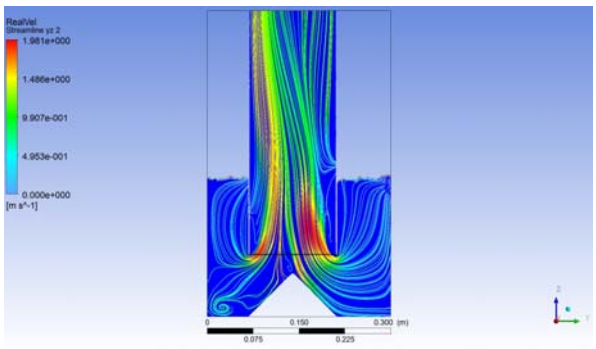
(c) Floor cone AVD H=0.2D



(d) Floor cone AVD H=0.3D



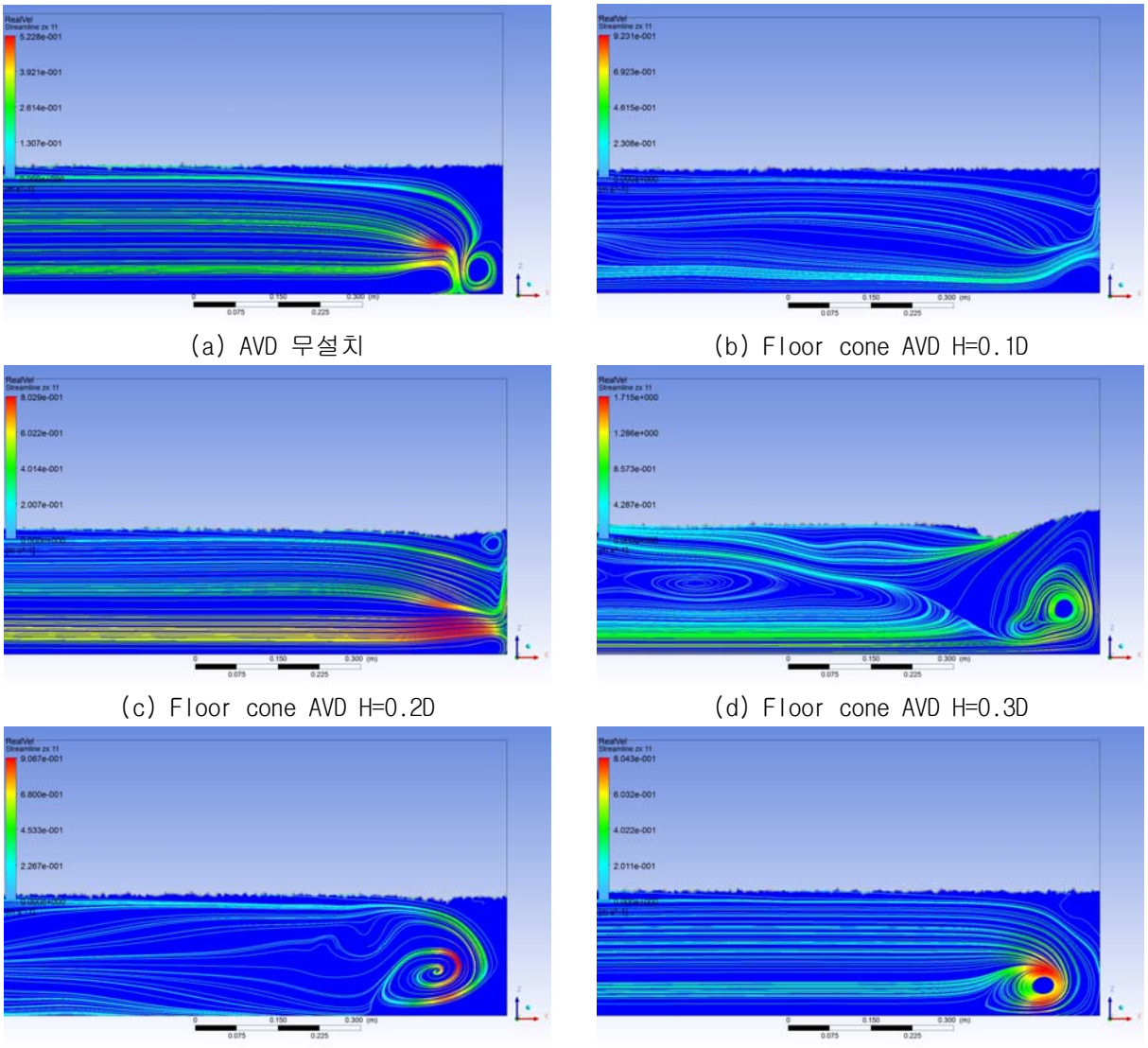
(e) Floor cone AVD H=0.4D



(f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-69 Floor cone AVD 설치높이에 따른 yz평면 유선 및 유속 변화(Case 1, x = -0.110 m)

다음 그림은 와류형성영역이 시작되는 우측변면으로부터 0.05 m 이격된 지점의 zx평면에 대하여 수치모의결과를 도시하고 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 뒷벽의 수로바닥 부근에서 강한 선회류가 발생하고 있으며, 유속 또한 강하게 형성되고 있는 것을 확인할 수 있다. 그러나, AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 흐름영역이 안정적으로 형성되고 선회류 영역이 감소하고 유속이 감소함을 확인할 수 있다. 그러나 AVD의 설치높이가 H = 0.2D로 증가하면, 유속이 증가하고 수면과 수로바닥에서 선회류가 다시 형성되기 시작한다. AVD의 설치높이가 H = 0.3D로 증가하면 수면에서 교란이 발생하고 뒷벽화 수로바닥에서 큰 영역의 선회류가 형성되며, 설치높이가 H = 0.4D로 증가하며 흡임관이 설치된 지점에서 선회류가 강한 유속을 동반하며 형성된다. AVD의 높이가 H = 0.5D로 증가하면 흡입관 하부에서 강한 유속을 동반한 선회류가 형성되어 흡인성능에 영향을 미칠 것으로 판단된다.



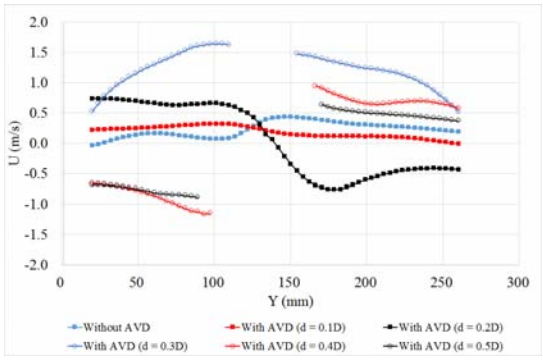
(a) AVD 무설치 (b) Floor cone AVD H=0.1D

(c) Floor cone AVD H=0.2D (d) Floor cone AVD H=0.3D

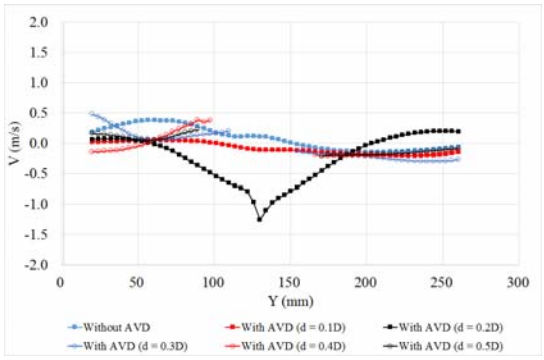
(e) Floor cone AVD H=0.4D (f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-70 Floor cone AVD 설치높이에 따른 zx평면 유선 및 유속 변화(Case 1, y = 0.050 m)

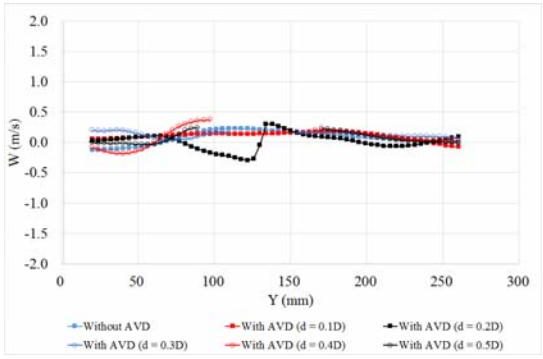
다음 그림은 흡입관 중앙을 지나는 yz단면에서 수로바닥으로부터 높이 z = 0.025 m, 0.050 m, 0.075 m 및 0.100 m 이격된 측선의 유속 및 와도를 AVD의 설치높이에 따라서 변화하는 결과를 비교한 그림이다. 일반적으로 floor cone AVD의 설치높이가 높아짐에 따라서, 유속 및 와도는 증가하는 경향을 나타내고 있다. 그러나 floor cone AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 경우에는 기존의 흐름보다 유속 및 와도가 전반적으로 감소하고 있음을 확인할 수 있다.



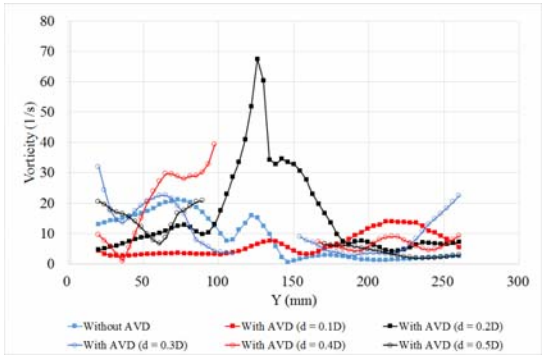
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

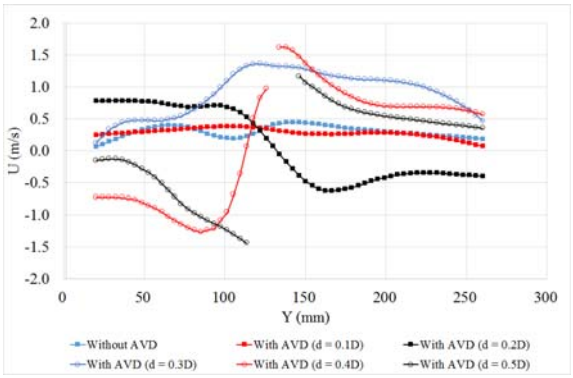


(c) z-축방향 유속결과 분석

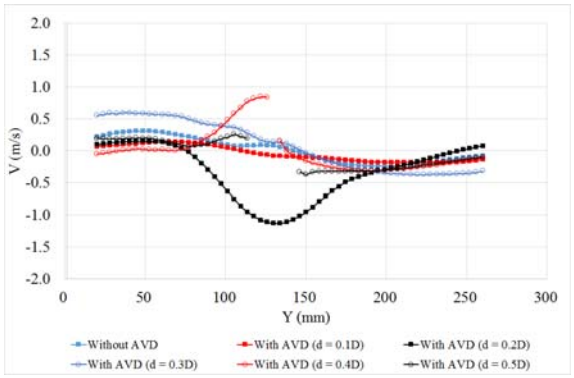


(d) 와도결과 분석

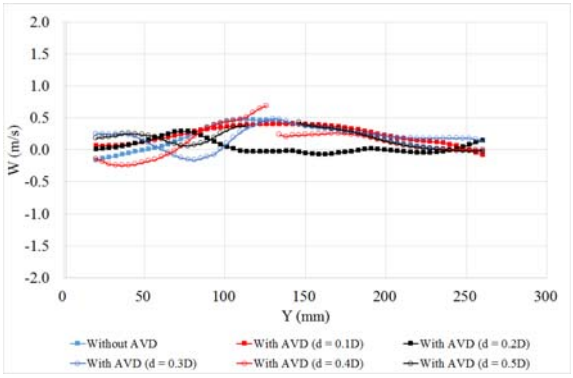
그림 2-2-71 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.025 m)



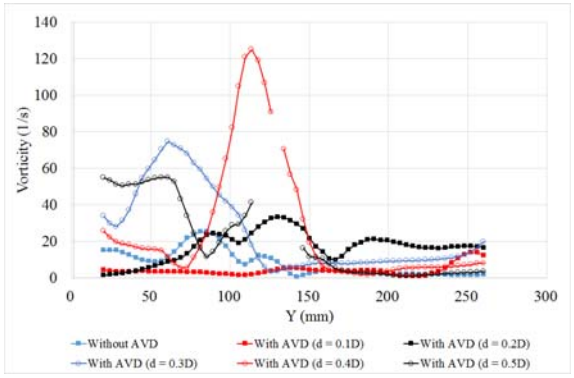
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

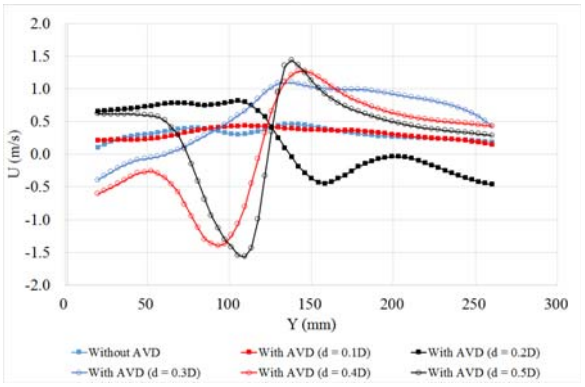


(c) z-축방향 유속결과 분석

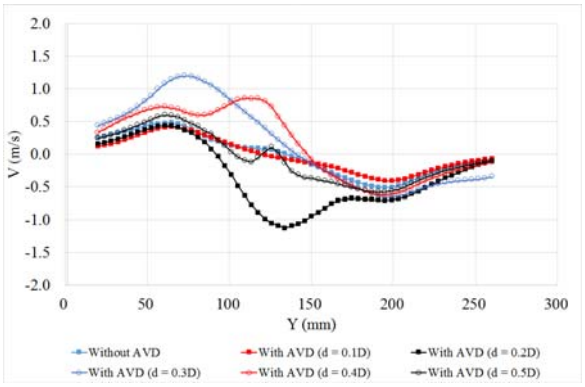


(d) 와도결과 분석

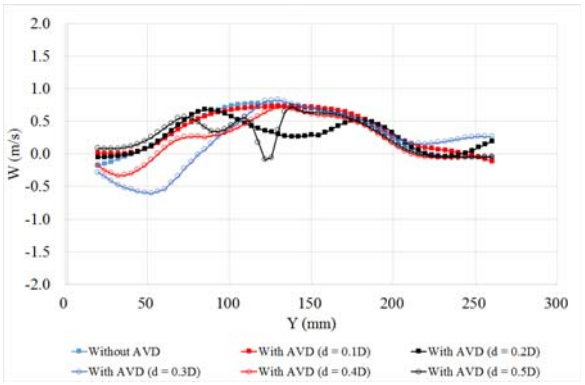
그림 2-2-72 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.050 m)



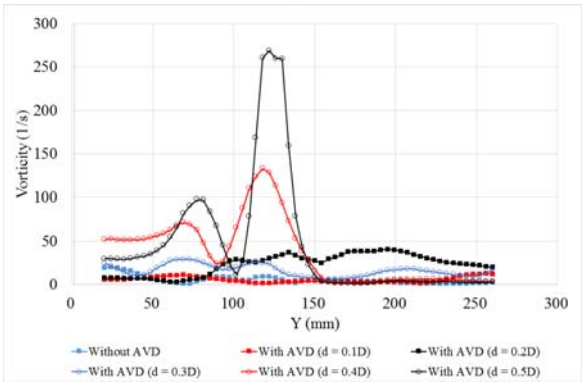
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

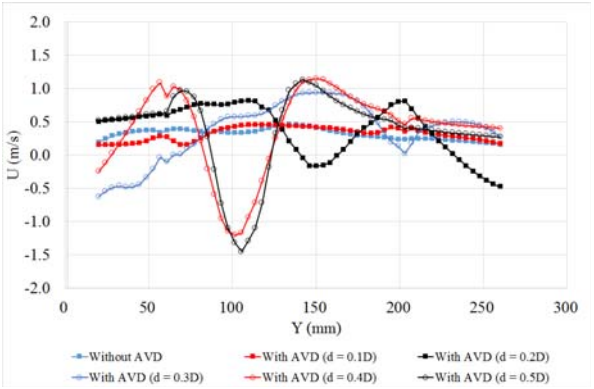


(c) z-축방향 유속결과 분석

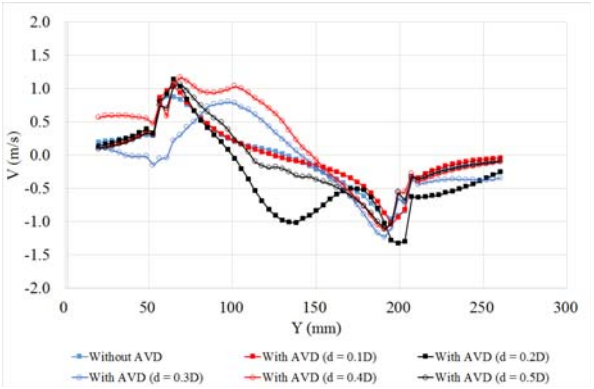


(d) 와도결과 분석

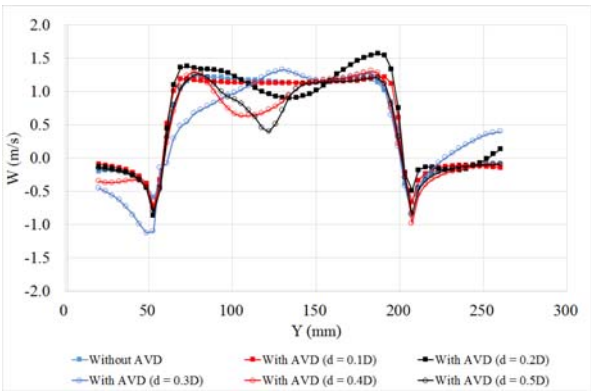
그림 2-2-73 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.075 m)



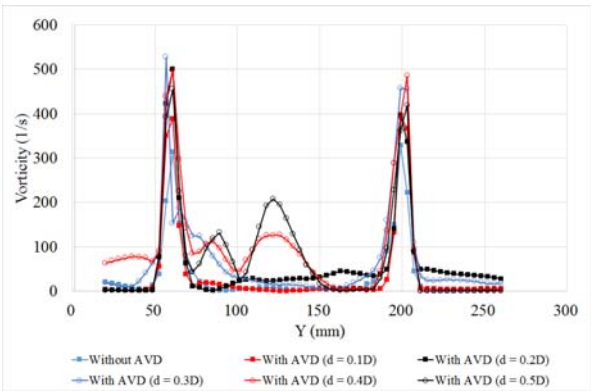
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석



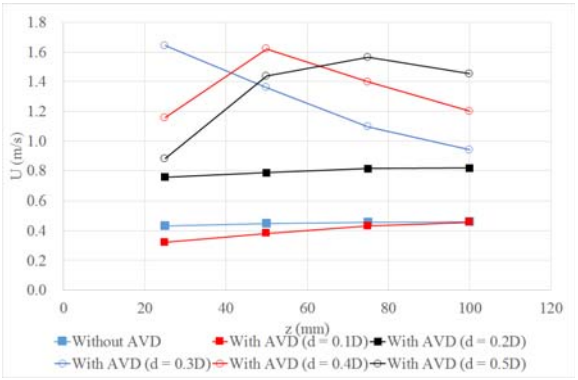
(c) z-축방향 유속결과 분석



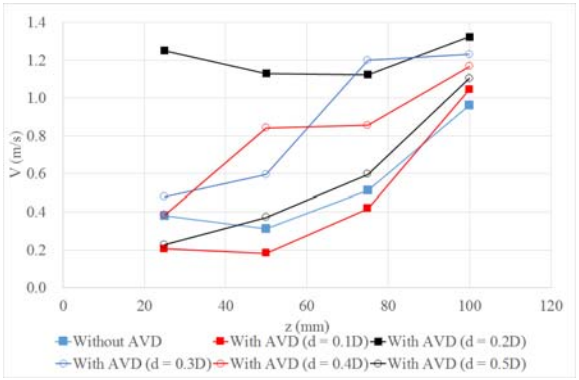
(d) 와도결과 분석

그림 2-2-74 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.100 m)

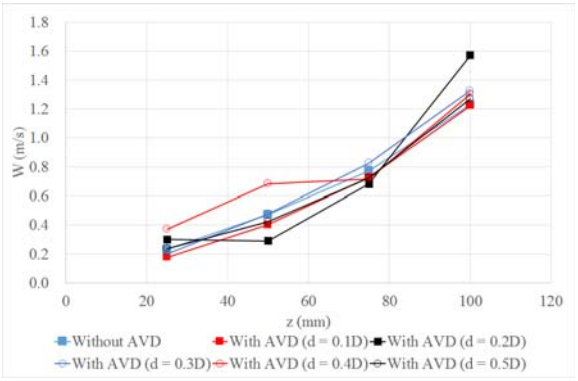
다음 그림은 이와 같은 결과를 분석하기 위하여 각 측선의 최대값을 설치높이별로 분석하여 도시한 그림이다. x-축 방향 유속을 살펴보면, 수로바닥과 가까운 AVD 설치높이가 H = 0.2~0.5D인 조건에서는 설치전보다 증가한 유속을 나타내고 있지만, H = 0.1인 조건에서는 유속이 설치전과 작거나 동일한 결과를 나타내고 있다. y-축 방향 유속을 살펴보면, x-축 방향 유속의 결과와 비슷하게 floor cone AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 유속이 감소하지만 다른 조건에서는 기존보다 높은 유속을 형성함을 알 수 있다. z-축 방향 유속 결과를 살펴보면, AVD 설치에 따른 변화는 크지 않은 것으로 판단된다. 유속의 변화를 floor cone AVD의 설치에 따라서 흡입관으로 유입되는 흐름영역의 감소로 인하여 발생하므로 일반적으로 예측할 수 있는 결과이지만, 와류방지장치의 규격이 적정한 경우에는 유속을 감소시킬 수 있는 것으로 판단된다. 와도의 결과를 비교하면, 유속의 결과와 동일하게 floor cone AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 경우에 감소하고 있음을 확인할 수 있다. 이와 같은 결과를 종합해보면, floor cone AVD의 설치높이는 흡입관 직경 D의 0.1배인 조건이 최적값으로 판단된다.



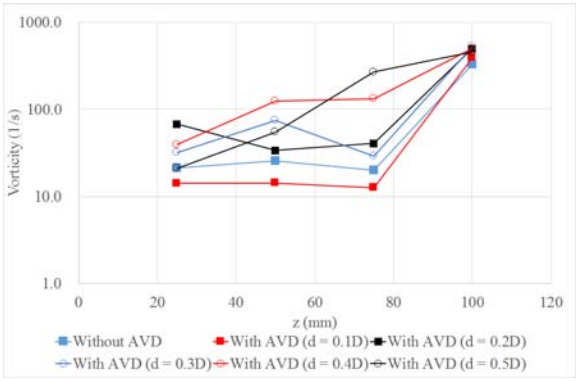
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석



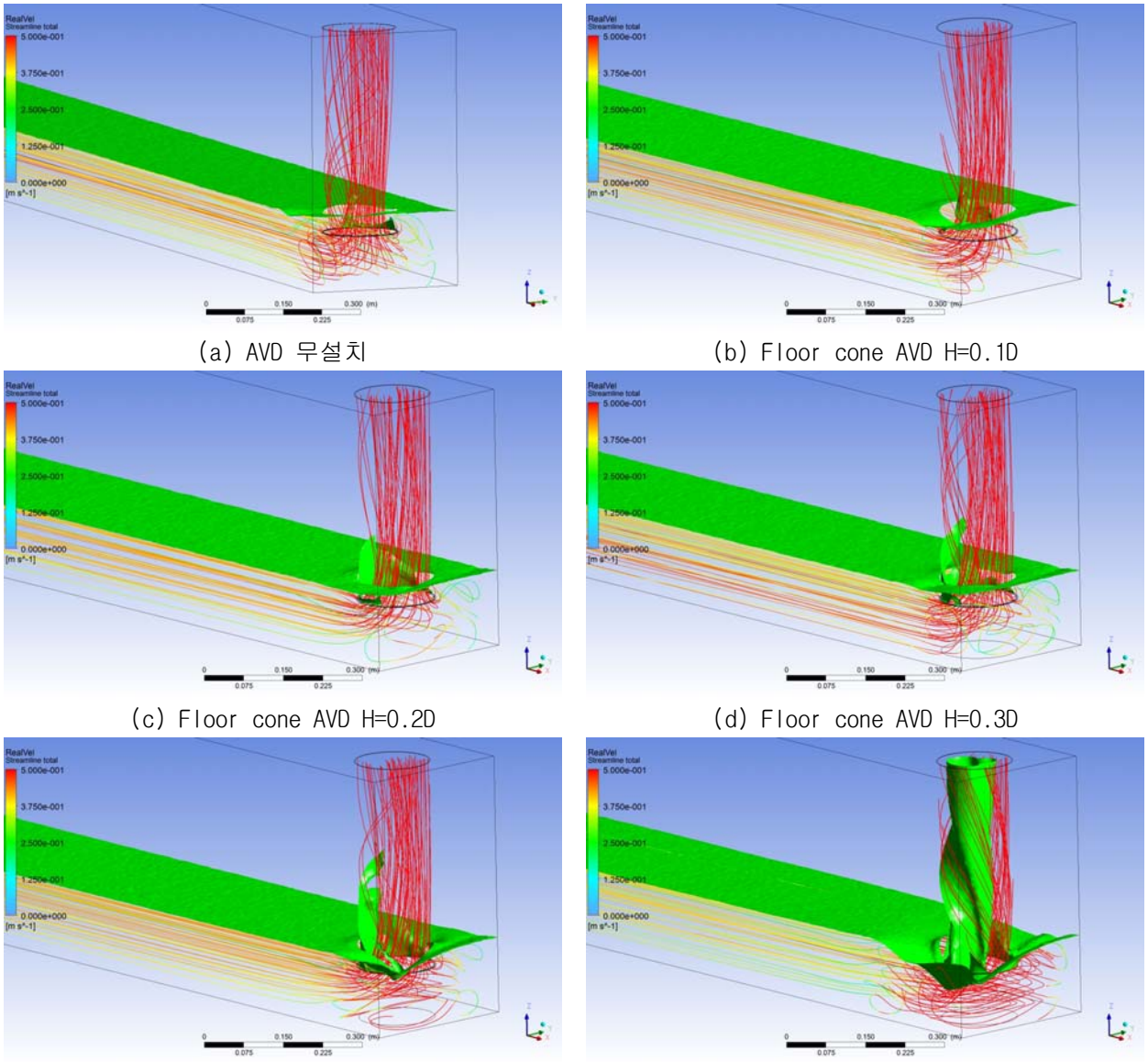
(c) z-축방향 유속결과 분석



(d) 와도결과 분석

그림 2-2-75 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1)

다음으로는 TSJ benchmark test의 Case3를 적용하여 floor cone AVD에 의한 흐름특성변화를 수치모의를 통하여 모의하고 분석하였다. 다음 그림은 floor cone AVD의 설치높이가 H = 0.1D ~ 0.5D인 조건에서 수행된 수치모의결과를 이용하여 흐름영역의 유선을 도시한 결과이다. AVD가 설치되지 이전에는 흡입구와 우측벽면 사이의 영역에서 빠른 유속을 동반하는 선회류 영역이 발생하고 있는 것을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D와 H = 0.2D인 조건에서는 흐름영역의 유선은 완만한 형태를 나타내며 선회류 영역이 감소하고 있지만, 수면에서 교란이 발생하기 시작하는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.3D로 증가하면 다시 선회류 영역이 수로벽면 부근에서 나타나기 시작하며, AVD의 높이가 H = 0.4D와 H = 0.5로 증가하면 흡입구 아래에서 강한 유속을 동반한 대형 선회류 영역이 형성되고 수면교란도 더욱 심해지는 것을 확인할 수 있다. 특히, AVD의 설치높이가 H = 0.5D인 경우에는 수면교란으로 인하여 공기가 흡입관 내부로 유입될 수 있는 것으로 나타났다.



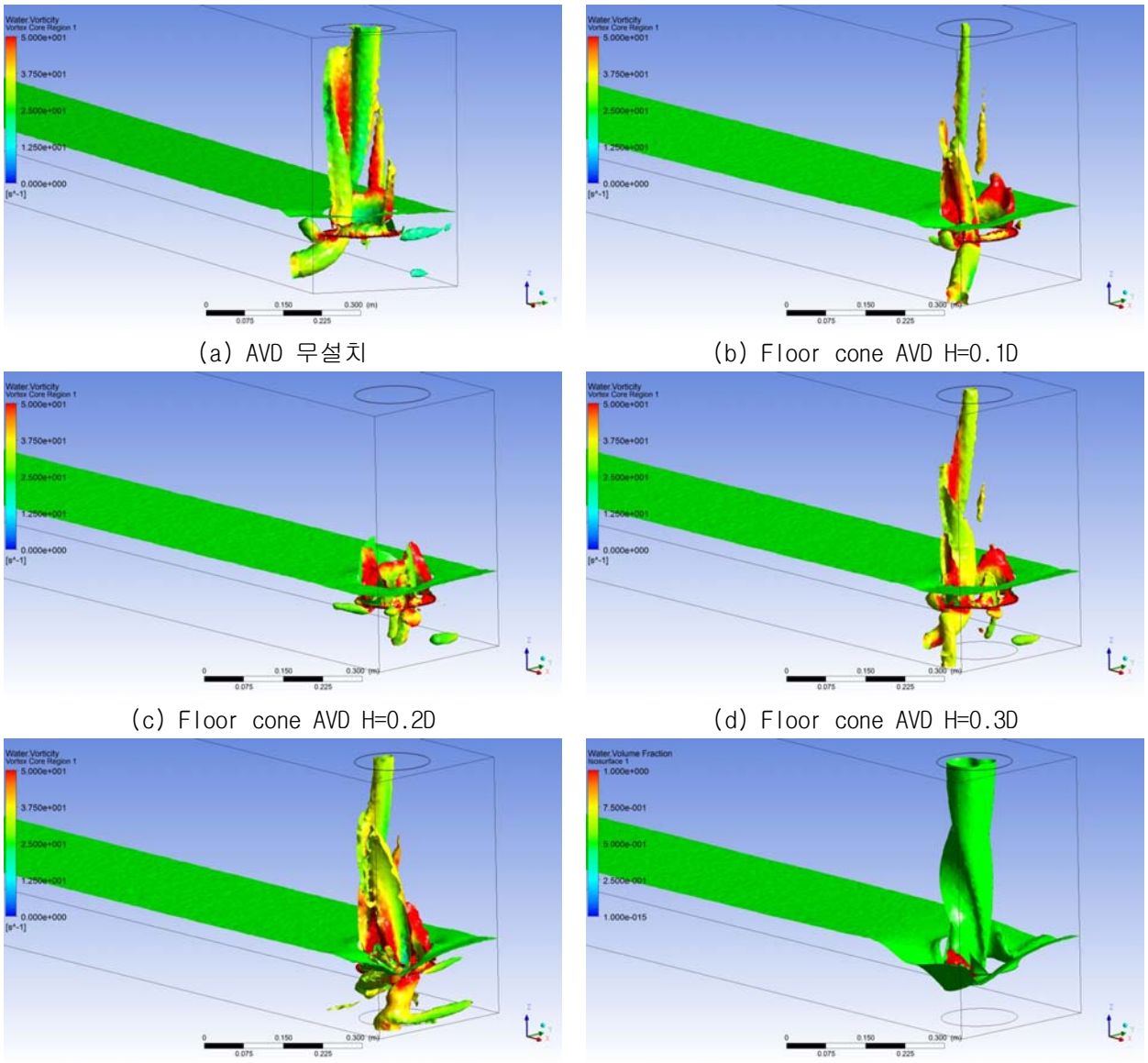
(a) AVD 무설치 (b) Floor cone AVD H=0.1D

(c) Floor cone AVD H=0.2D (d) Floor cone AVD H=0.3D

(e) Floor cone AVD H=0.4D (f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-76 Floor cone AVD 설치높이에 따른 유선변화(Case 3)

다음 그림은 수치모의를 통하여 도출된 와도를 이용하여 와류형성영역을 가시화하여 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 수로의 우측벽면으로부터 와류가 형성되어 흡입관 내부의 흐름에도 영향을 미치는 것으로 나타났다. Floor cone AVD를 설치한 결과를 살펴보면, 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서 와류형성영역은 감소하기 시작하여 설치높이가 H = 0.2D인 경우 흡입관 내부로 침투하는 와류가 제거되고 있는 것을 확인할 수 있다. 그러나, floor cone의 설치높이가 증가하면 와도는 다시 증가하여 와류형성영역이 증가하기 시작한다. AVD의 설치높이가 H = 0.3D인 조건에서는 AVD 주변으로부터 형성되기 시작한 와류형성영역이 흡입과 내부로 침투하기 시작하며, 설치높이가 H = 0.4D로 증가하면 와류형성영역도 증가하는 것을 확인할 수 있다. Floor cone AVD의 설치높이가 H = 0.5D인 조건에서는 수면교란으로 인하여 공기가 흡입관 내부로 유입되고, 공기영역과 유체영역이 동시에 흡입관 내부에 존재하여 유체의 와류형성영역은 감소하고 있는 것으로 파악된다.



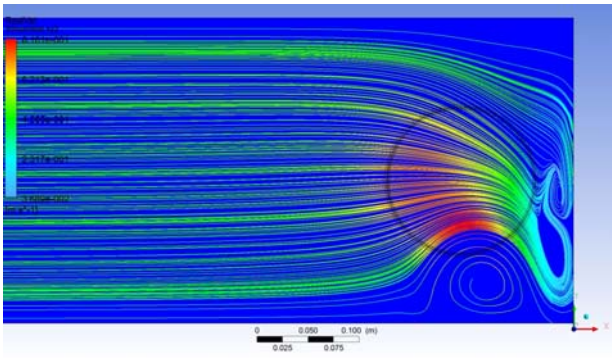
(a) AVD 무설치 (b) Floor cone AVD H=0.1D

(c) Floor cone AVD H=0.2D (d) Floor cone AVD H=0.3D

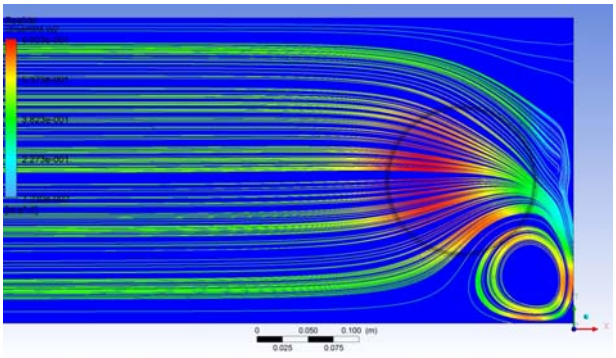
(e) Floor cone AVD H=0.4D (f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-77 Floor cone AVD 설치높이에 따른 와류형성영역 변화(Case 3)

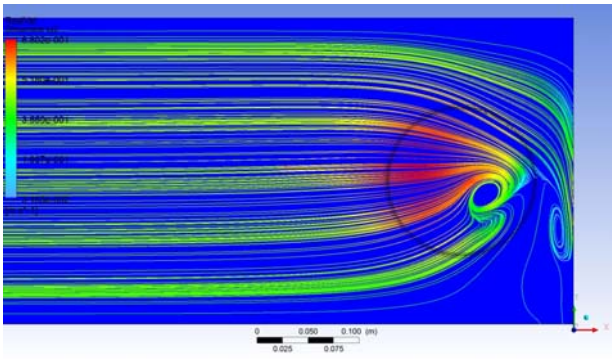
다음 그림은 흡입구의 설치높이와 수로바닥의 중간높이인 z = 0.050 m인 xy평면에서 관찰된 유선 및 유속결과를 비교한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흐름이 흡입구를 지나 뒷벽과 우측벽 부근에서 선회류 영역이 형성됨을 확인할 수 있다. AVD 설치높이가 H = 0.1D인 우측벽과 뒷벽의 모서리 영역에서 강한 유속을 동반하는 선회류 영역이 형성된다. AVD의 높이가 H = 0.2D인 경우에는 흡입구 하부에서 강한 유속을 동반하는 작은 규모의 선회류가 형성되지만 우측 및 뒷벽 인근의 선회류 영역이 사라짐을 확인할 수 있다. AVD의 높이가 H = 0.3D인 조건에서는 흡입구 하부의 선회류는 존재하지만 우측벽면의 영역에서 선회류가 다시 생성되지 시작하며, AVD의 설치높이가 H = 0.4D인 조건에서는 흡입관, 우측벽 및 뒷벽에 걸치 대규모 선회류가 형성된다. H = 0.5D로 증가하면 유입부의 유속은 좌측벽에 집중되며 흐름이 뒷벽과 우측벽을 거쳐 흡입구로 유입되는 대규모 선회류를 형성하게 된다.



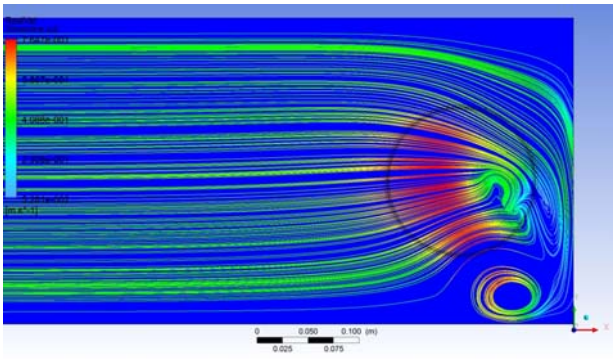
(a) AVD 무설치



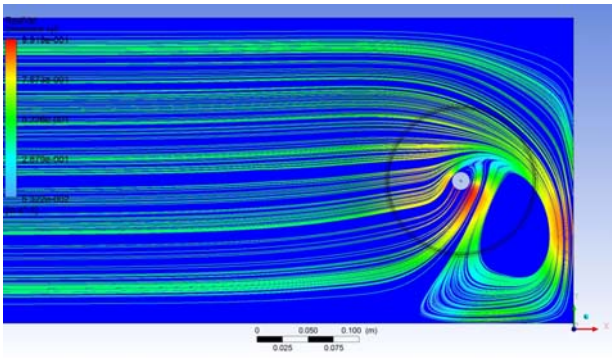
(b) Floor cone AVD H=0.1D



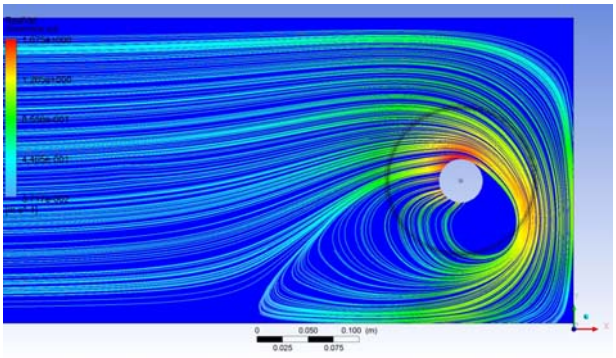
(c) Floor cone AVD H=0.2D



(d) Floor cone AVD H=0.3D



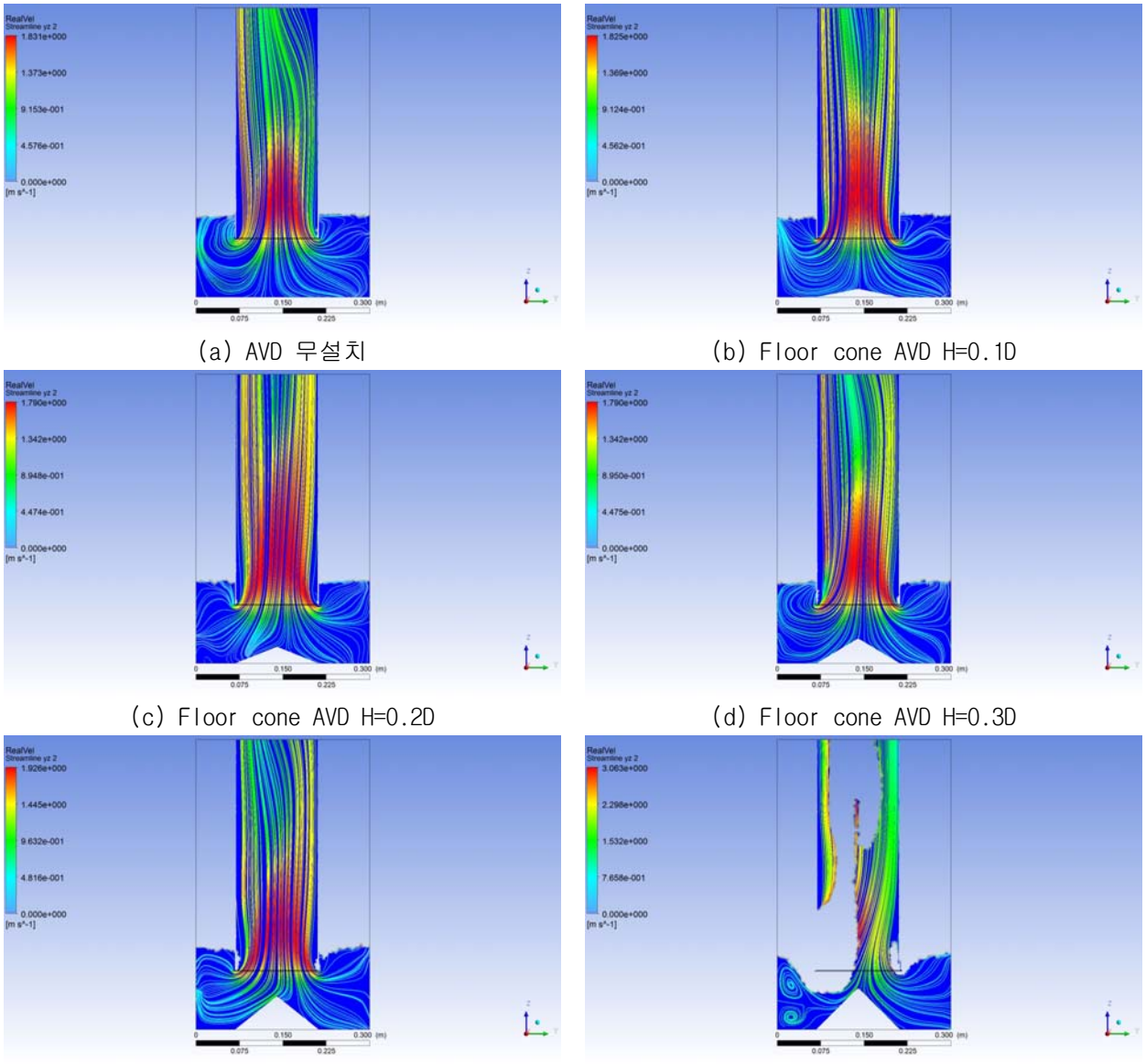
(e) Floor cone AVD H=0.4D



(f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-78 Floor cone AVD 설치높이에 따른 xy평면 유선 및 유속 변화(Case 3, Z=0.050 m)

다음 그림은 흡입관 설치위치인 y = - 0.110 m인 지점에서 yz평면상에 수치모의 결과를 도시하고 유속과 유선의 형태를 분석한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 yz평면상에서 선회류 영역이 형성되지 않고 있으며, 유속은 흡입구 인근에서 강하게 형성되는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D와 H = 0.2D인 조건에서는 평면상의 유선의 형태는 매우 완만하게 유지되고 있으며 유속 또한 AVD설치 이전과 비교하여 안정적으로 형성되고 있는 것으로 판단된다. 그러나, AVD의 설치높이가 높아짐에 따라서 AVD와 벽면사이의 영역에서 흐름변화가 발생한다. AVD의 설치높이가 H = 0.3D인 조건에서는 흡입관과 우측벽 사이의 영역에서 흡입구로 연결되는 흐름이 선회류의 특성을 나타내기 시작하며, AVD의 설치높이가 H = 0.4D로 증가하면 흐름이 우측벽면의 중간지점에 집중되는 현상이 나타난다. AVD의 설치높이가 가장 큰 H = 0.5D인 조건에서는 수면교란과 동반되는 공기유입의 영향으로 비유체영역이 증가하고 AVD와 우측벽 사이에서는 작지만 강한 선회류가 발생하고 있는 것을 확인할 수 있다.



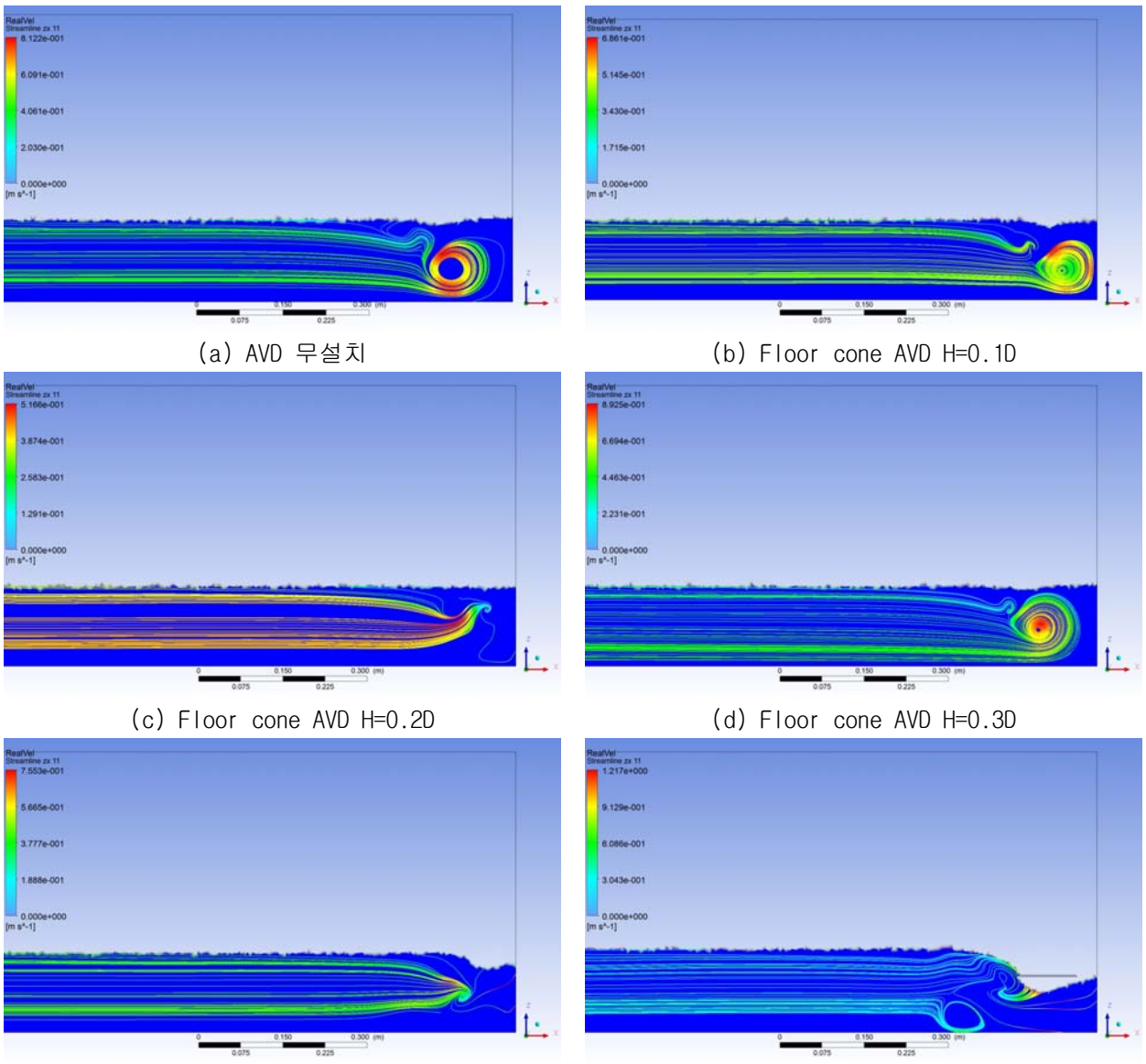
(a) AVD 무설치 (b) Floor cone AVD H=0.1D

(c) Floor cone AVD H=0.2D (d) Floor cone AVD H=0.3D

(e) Floor cone AVD H=0.4D (f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-79 Floor cone AVD 설치높이에 따른 yz평면 유선 및 유속 변화(Case 3, x = -0.110 m)

다음 그림은 와류형성영역이 시작되는 우측 벽면으로부터 0.05m 이격된 지점의 zx평면에 대하여 수치모의결과를 도시하고 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 흡입구 우측에 빠른 유속을 동반하는 선회류 영역이 형성되고 있다. 설치높이가 H = 0.1D인 AVD를 설치하여 변화한 흐름특성을 살펴보면, 선회류 형성영역이 수로뒷벽으로 변화하고 유속이 감소하고 있음을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이를 증가하여 H = 0.2D인 조건에서는 유입부의 흐름은 빠른 유속을 나타내지만 선회류는 사라진 것을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 증가하여 H = 0.3D인 조건에서는 다시 선회류가 나타나기 시작한다. 설치높이가 H = 0.4D인 조건에서는 선회류는 사라지고 흡입구 주변에 흐름이 집중되는 현상이 나타나며, 설치높이가 H = 0.5D인 경우에는 수면교란으로 인하여 흐름특성이 변화한 것을 확인할 수 있다.



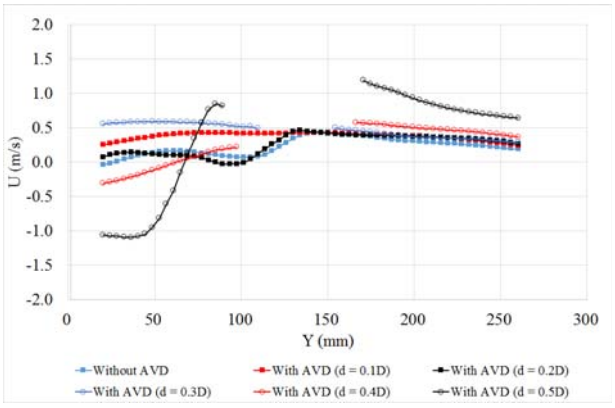
(a) AVD 무설치 (b) Floor cone AVD H=0.1D

(c) Floor cone AVD H=0.2D (d) Floor cone AVD H=0.3D

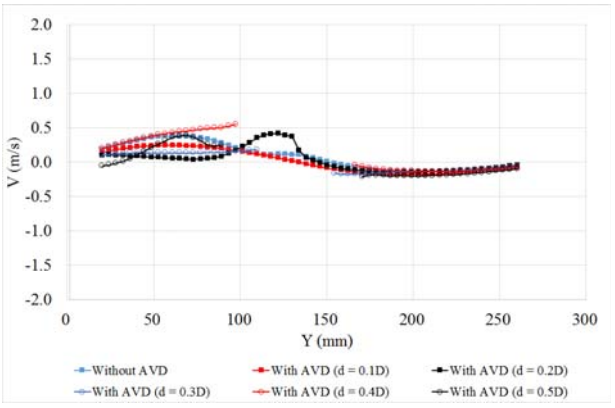
(e) Floor cone AVD H=0.4D (f) Floor cone AVD H=0.5D

그림 2-2-80 Floor cone AVD 설치높이에 따른 zx평면 유선 및 유속 변화(Case 3, y = 0.050 m)

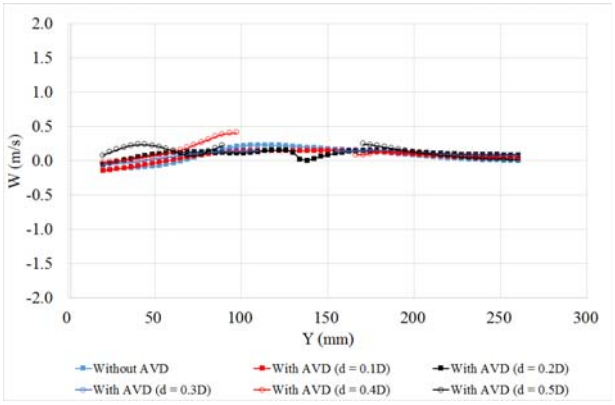
다음 그림은 흡입관 중앙을 지나는 yz단면에서 수로바닥으로부터 높이 z = 0.025 m, 0.050 m, 0.075 m 및 0.100 m 이격된 측선의 유속 및 와도를 AVD의 설치높이에 따라서 변화하는 결과를 비교한 그림이다. 일반적으로 floor cone AVD의 설치높이가 높아짐에 따라서, 유속 및 와도는 증가하는 경향을 나타내고 있다. 그러나, floor cone AVD의 설치높이가 H = 0.1D과 H = 0.2D인 경우에는 기존의 흐름보다 유속 및 와도가 전반적으로 감소하고 있음을 확인할 수 있다.



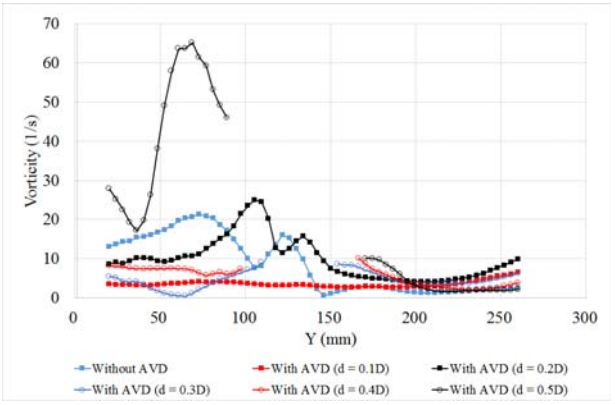
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

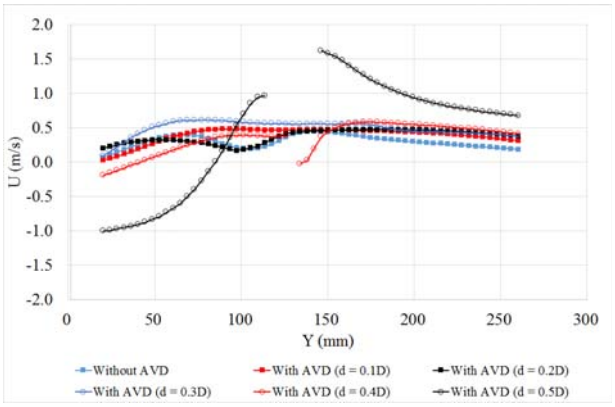


(c) z-축방향 유속결과 분석

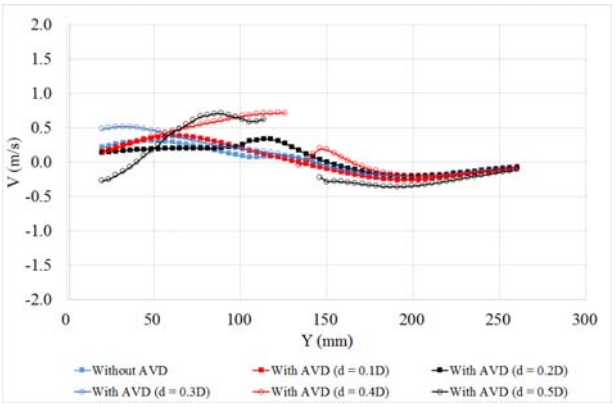


(d) 와도결과 분석

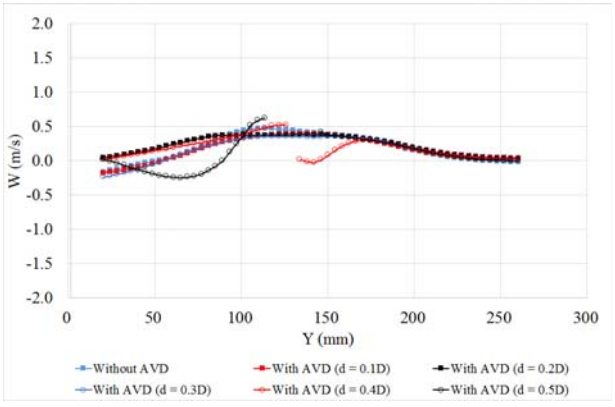
그림 2-2-81 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.025 m)



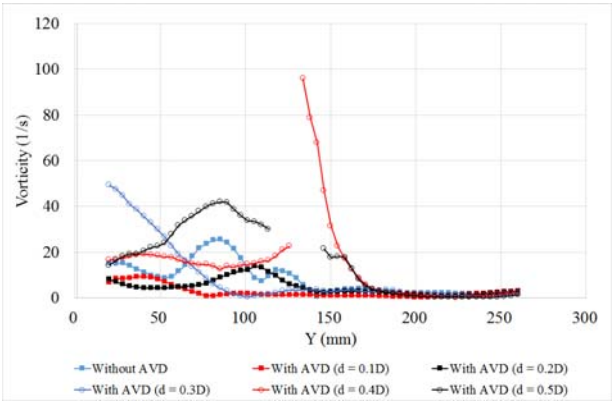
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

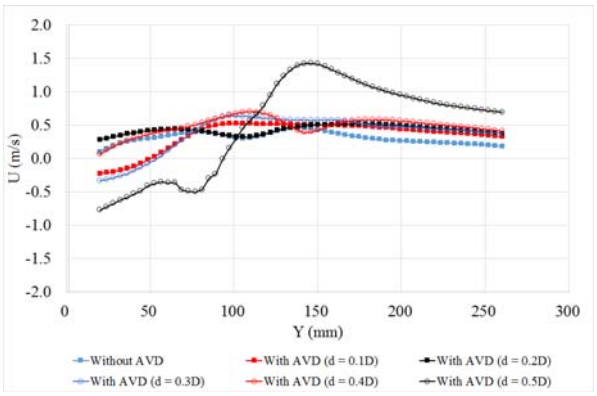


(c) z-축방향 유속결과 분석

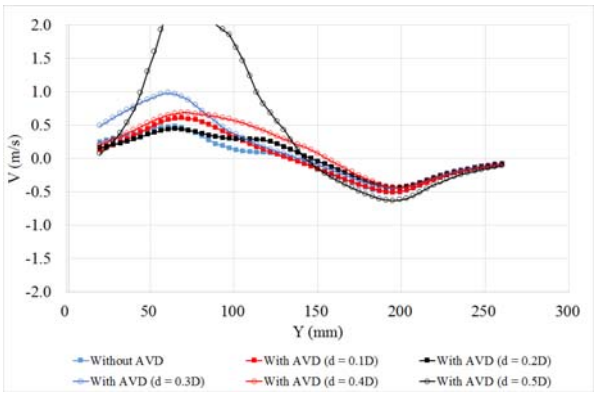


(d) 와도결과 분석

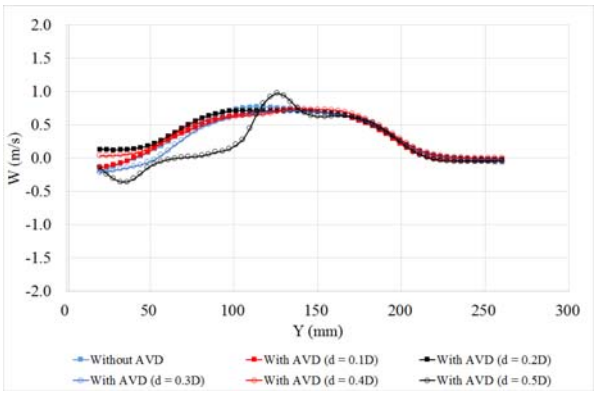
그림 2-2-82 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.050 m)



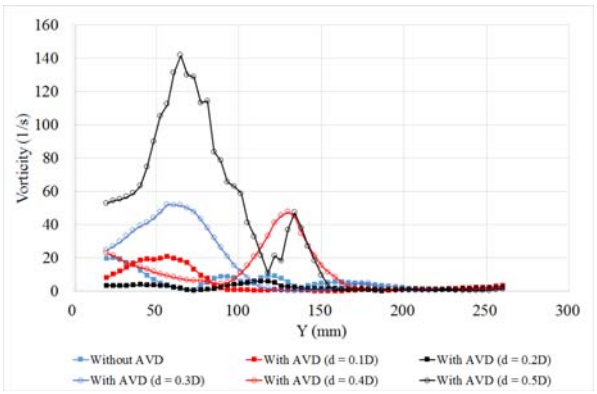
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

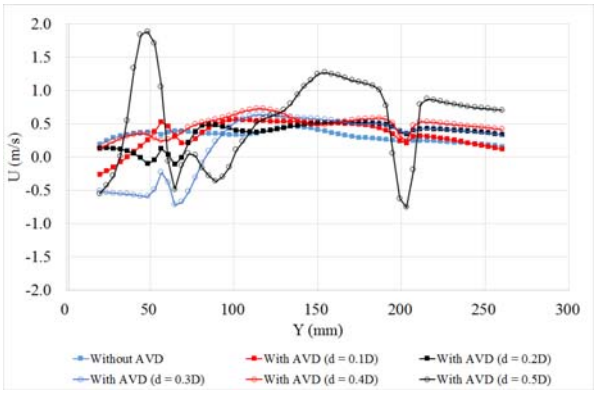


(c) z-축방향 유속결과 분석

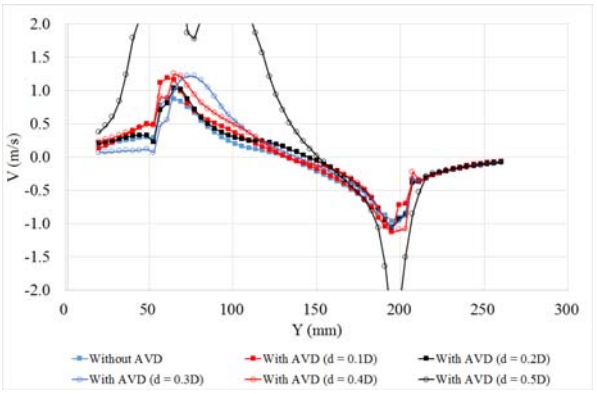


(d) 와도결과 분석

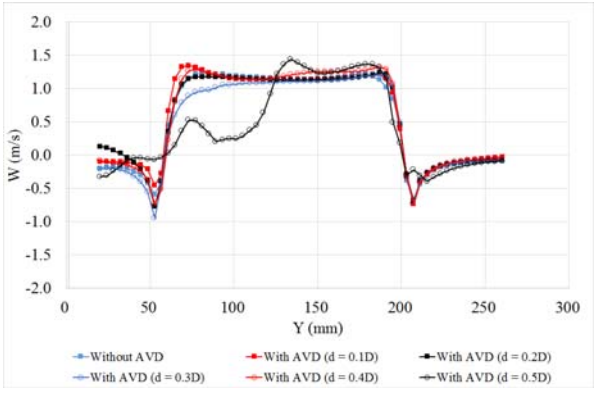
그림 2-2-83 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.075 m)



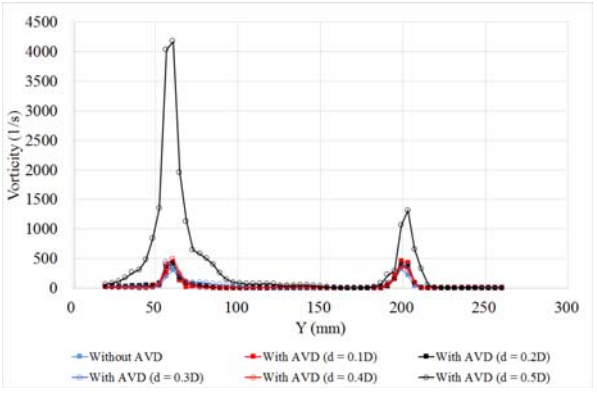
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석



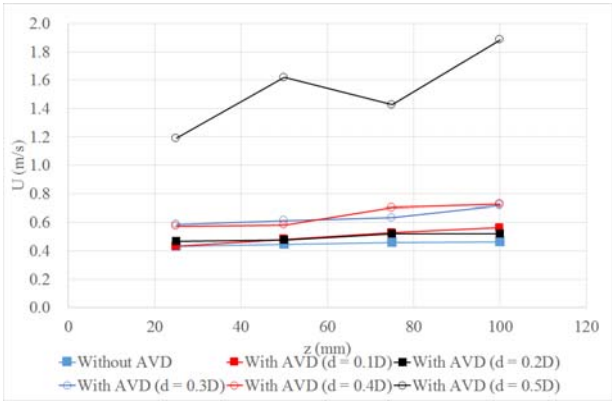
(c) z-축방향 유속결과 분석



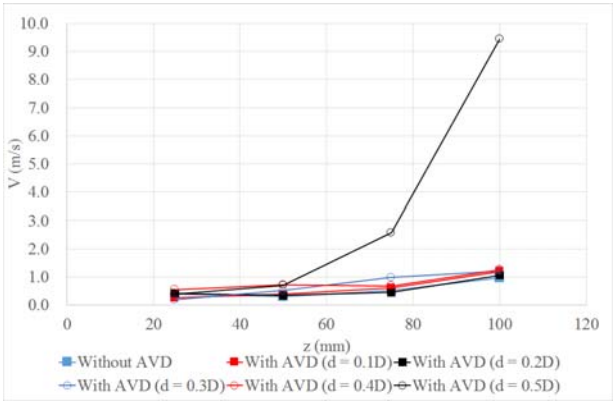
(d) 와도결과 분석

그림 2-2-84 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.100 m)

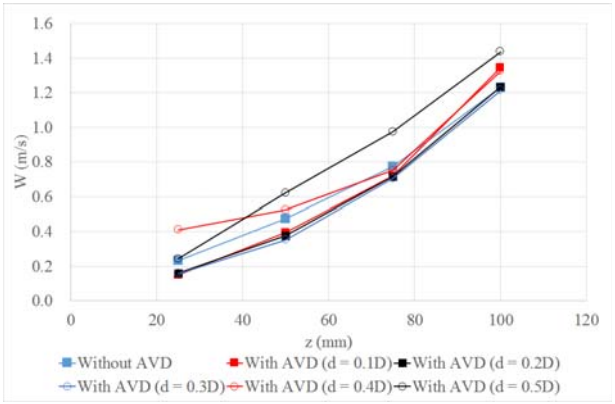
다음 그림은 이와 같은 결과를 분석하기 위하여 각 측선의 최대값을 설치높이별로 분석하여 도시한 그림이다. x-축 방향 유속을 살펴보면, 수면교란이 발생한 설치높이 H = 0.5D인 조건에서 유속이 가장 크게 형성되면, 일반적으로 설치전보가 유속이 증가하는 것으로 나타났다. y-축 방향의 유속결과 또한 설치전보다 유속이 증가하지만 설치과 비슷한 변화를 나타내고 있음을 알 수 있다. z-축 방향의 유속을 살펴보면, AVD의 설치높이가 H = 0.1D와 H = 0.2D인 조건에서 유속이 감소하는 것을 알 수 있다. 와도변화를 나타낸 그림을 살펴보면 AVD의 설치높이가 H = 0.1D와 H = 0.2D인 조건에서 수로바닥과 가까운 영역에서 와류저감효과가 우수하며, 흡입관 부근에서는 설치전과 비슷한 결과를 나타냄을 알 수 있다. 이와 같은 유속 및 와도에 대한 정량적 비교결과를 살펴보면, floor cone AVD는 수심이 낮은 조건에서 설치높이가 H = 0.1D와 H = 0.2D인 경우에 와류형성을 억제하여 흐름특성을 개선하는 효과가 있음을 확인할 수 있다. 그러나, AVD의 크기가 커지면 유속과 와도가 증가하고 변화하는 흐름특성의 영향으로 수면의 교란이 커지게 되며, 규모가 지나친 경우에는 공기가 흡입관 내부로 유입되는 위험성이 있으므로 AVD의 설치규모를 제한할 필요가 있는 것으로 나타났다.



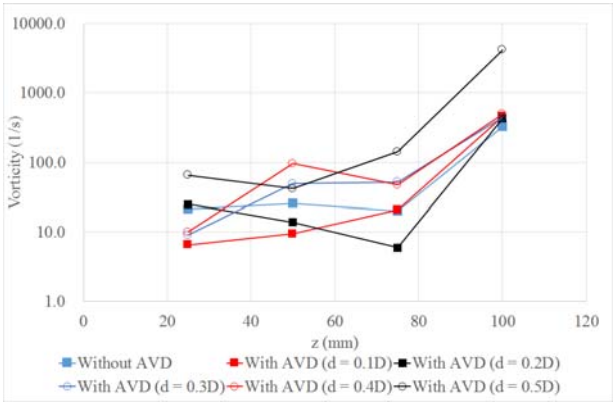
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석



(c) z-축방향 유속결과 분석

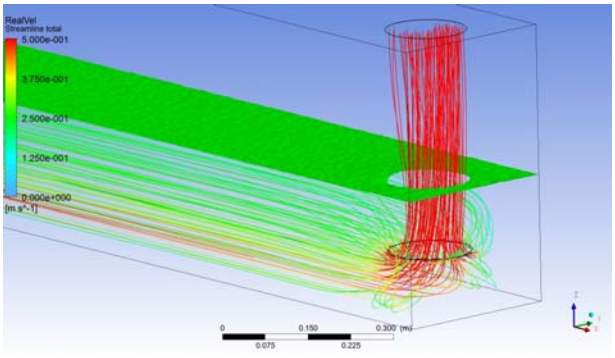


(d) 와도결과 분석

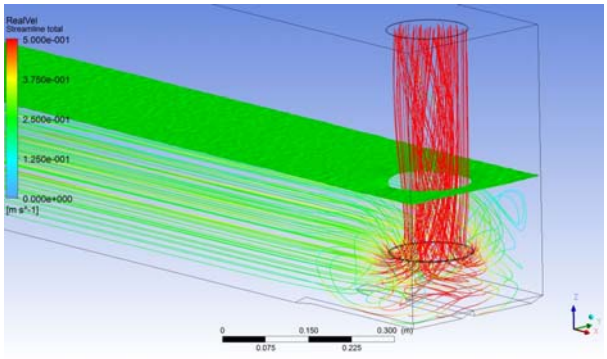
그림 2-2-85 Floor cone AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3)

② Fillet/Splitter 와류방지장치(AVD)의 설치높이에 따른 흐름특성 변화

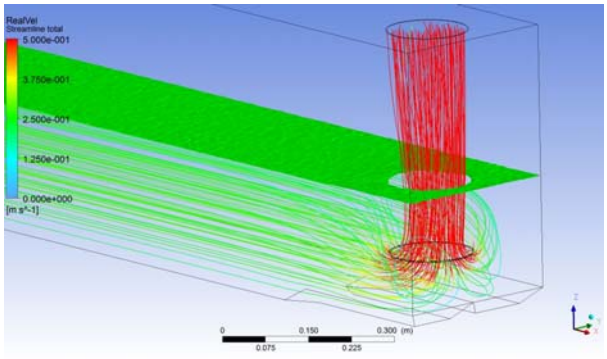
Floor cone과 다른 형태의 AVD를 적용하고 설치높이에 따른 흐름특성 변화를 분석하였다. 본 절에서는 모서리를 완만하게 형성하고 흡입구 중앙에서 흐름을 모아주는 splitter를 혼합한 형태의 Fillet/Splitter AVD에 대한 수치모의를 수행하고 그 결과를 분석하였다. 수치모형은 3차원 상용모형인 ANSYS-CFX 모형이며 흐름조건은 TSJ benchmark test의 Case1이다. 다음 그림은 수치모의 결과를 이용하여 3차원 유선을 도시한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흡입구 주벼에서 빠른 유속이 형성되고 우측벽면과 뒷벽 인근에서 회전하는 흐름특성이 나타나고 있음을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 경우 흡입구 주변의 흐름이 복잡해지고 유속이 증가하고 있다. 설치높이가 H = 0.2D로 증가하면 유선이 매끄럽게 형성되기 시작하며, AVD의 설치높이가 H = 0.4D이 조건까지 선회류 영역은 나타나지 않는 것으로 보인다.



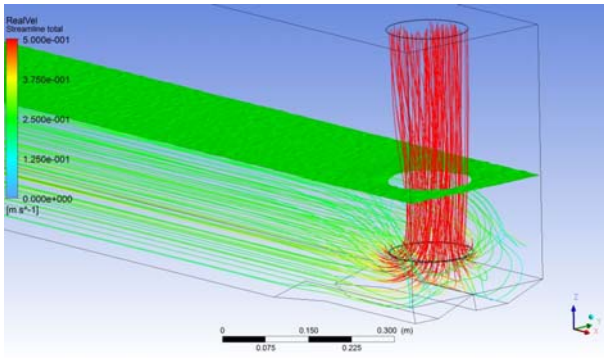
(a) AVD 무설치



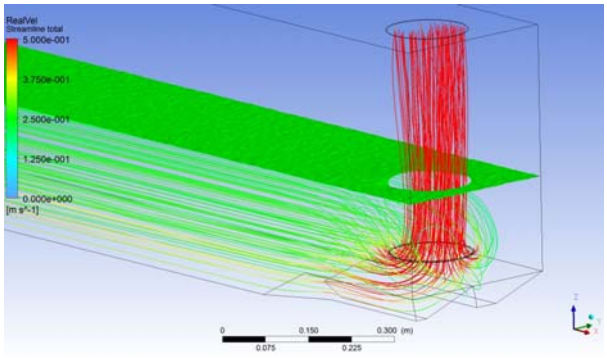
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



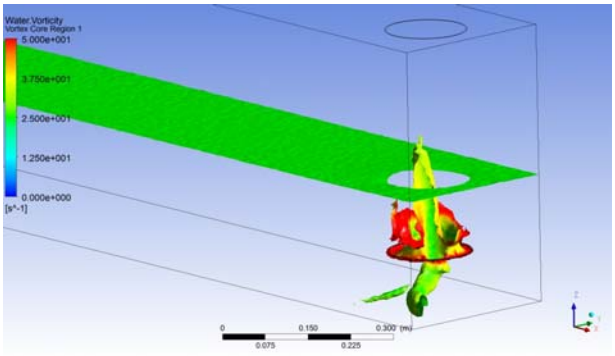
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



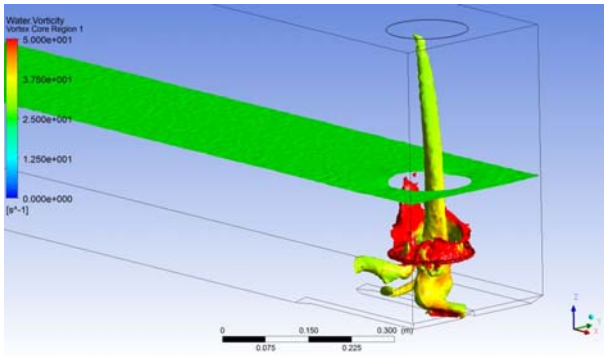
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-86 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 유선변화(Case 1)

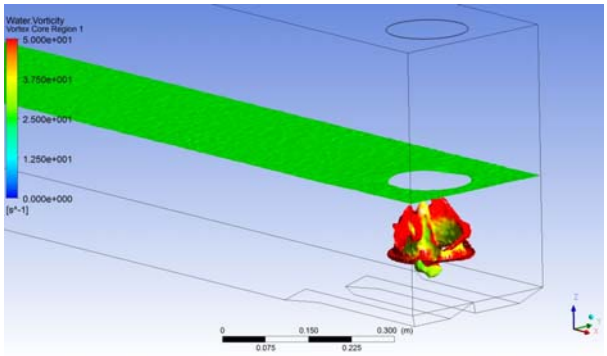
다음 그림은 수치모의를 통하여 도출된 와도를 이용하여 와류형성영역을 가시화하여 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 수로의 뒷벽에서 시작된 와류영역이 흡입구의 우측으로부터 유입되어 흡입관 중간까지 영향을 미치는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 뒷벽으로부터 유입되는 와류의 크기가 증가하고 흡입관 내부에서 도달하는 길이가 길어지고 있음을 확인할 수 있다. 또한, 흡입과 유입부에서 작은 와류가 2개 추가로 형성된 것을 그림을 통하여 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서는 벽면으로부터 흡입관으로 유입되는 와류가 소멸하여 AVD에 의해 흐름특성이 개선된 것을 확인할 수 있다. 아울러 AVD의 설치높이가 H = 0.3D 및 H = 0.4D인 조건에서도 수면 및 벽면으로부터 유입되는 와류는 관측되지 않았으며, 수면의 교란도 발생하지 않았다.



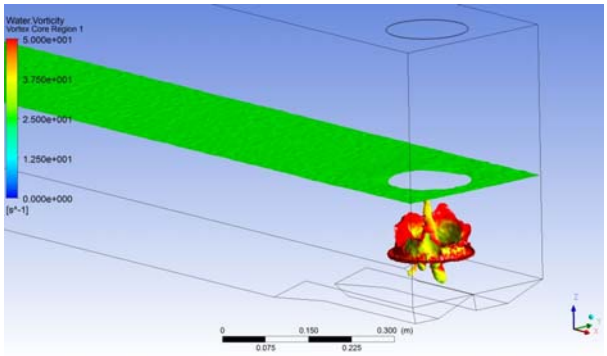
(a) AVD 무설치



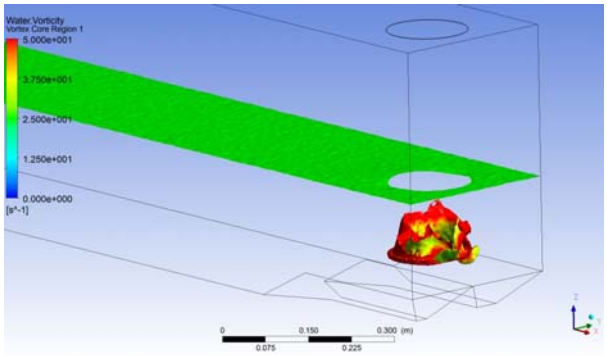
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



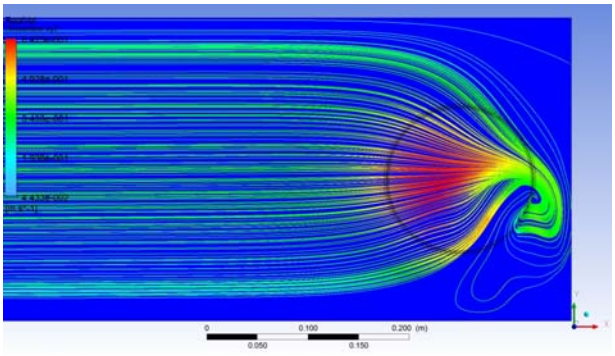
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



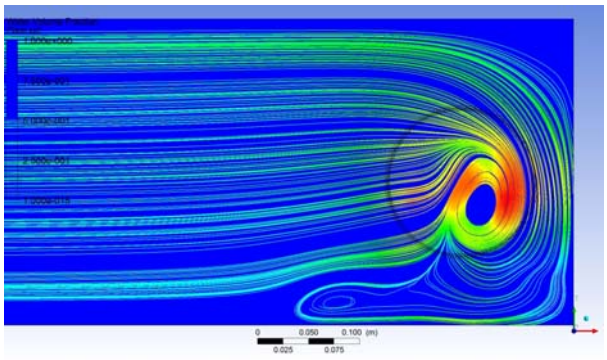
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-87 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 와류형성영역 변화(Case 1)

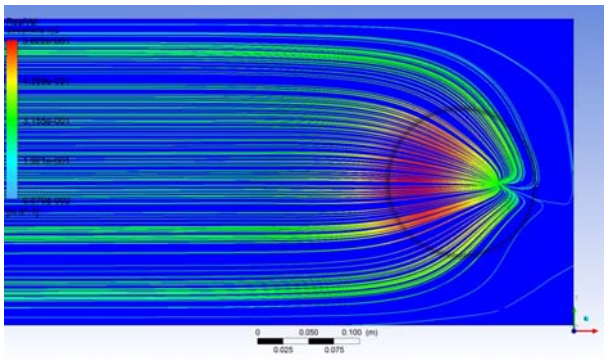
다음 그림은 흡입구의 설치높이와 수로바닥의 중간높이인 z = 0.050 m인 xy평면에서 관찰된 유선 및 유속결과를 비교한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흐름이 흡입구를 지나 뒷벽과 우측벽 부근에서 선회류 영역이 형성됨을 확인할 수 있다. AVD 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 선회류의 크기가 증가하고 형성된 위치도 흡입구 아래로 이동하여 펌프흡입에 영향을 미칠 것으로 판단된다. AVD의 설치높이가 H = 0.2D인 경우에는 흐름이 흡입구 아래로 집중되면서 벽면에서 형성되던 선회류는 사라진 것으로 나타났다. 흡입구 뒷면은 흡입에 영향을 미치는 않은 사수역이 형성된 것으로 판단된다. AVD의 설치높이가 H = 0.4D와 H = 0.5D로 증가한 조건의 수치모의 결과를 살펴보면, 흐름이 유입구 아래로 집중되지만 선회류는 발생하지 않으며 유선의 형태가 매우 안정적으로 형성되고 있음을 확인할 수 있다. 아울러, 흡입구 뒷벽과 흡입구 사이의 영역은 흡입에 영향을 적게 미치는 것으로 판단된다.



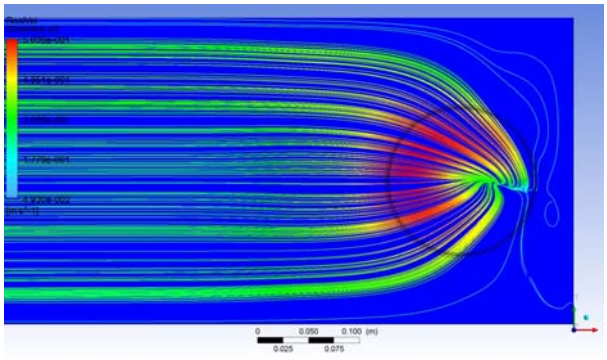
(a) AVD 무설치



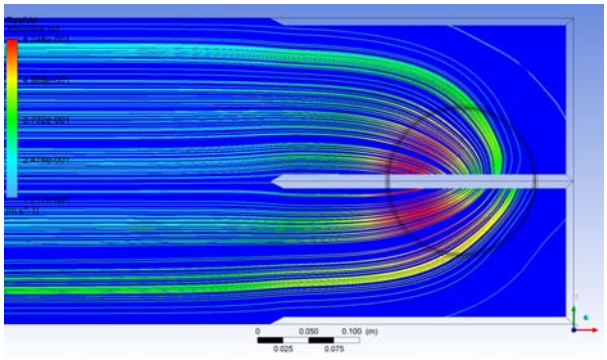
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



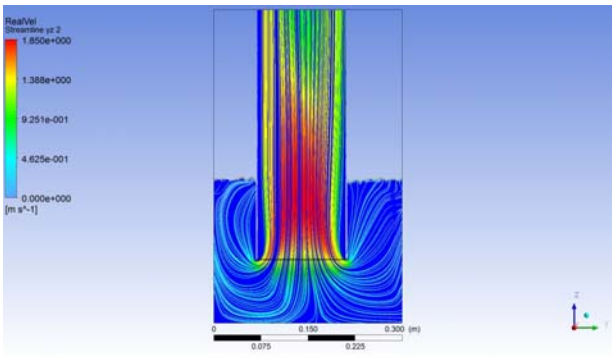
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



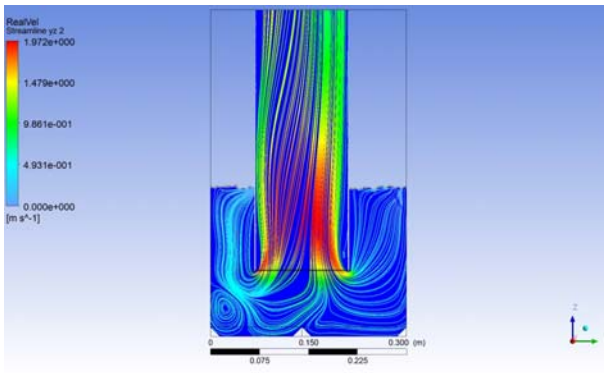
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-88 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 xy평면 유선 및 유속 변화(Case 1, Z=0.050 m)

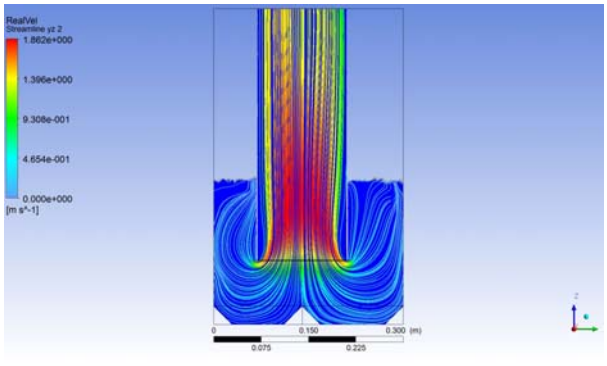
다음 그림은 흡입관 설치위치인 y = - 0.110 m인 지점에서 yz평면상에 수치모의 결과를 도시하고 유속과 유선의 형태를 분석한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 yz평면상에서 선회류 영역이 형성되지 않고 있으며, 유속은 흡입구 인근에서 강하게 형성되는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서 수로 우측변면에 소규모 선회류 영역이 형성되며, 흡입관으로 유입되는 유선의 형태도 불균일하게 형성되고 있음을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.2D 이상인 인 조건에서는 평면상의 유선의 형태는 매우 완만하게 유지되고 있으며 유속 또한 AVD설치 이전과 비교하여 안정적으로 형성되고 있는 것으로 판단된다. AVD의 설치높이가 높아질수록 흡입관으로 유입되는 유선의 균일하게 형성되며, 흡입구 인근의 유속은 증가하는 것으로 판단된다.



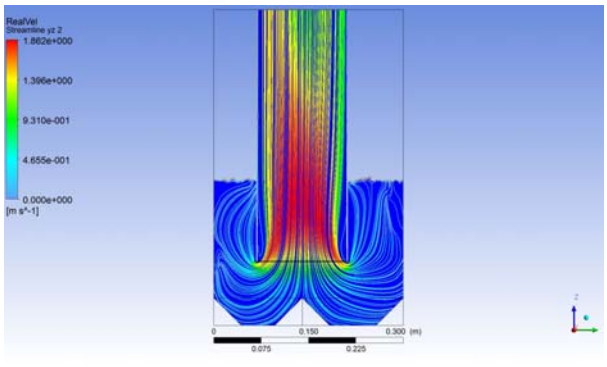
(a) AVD 무설치



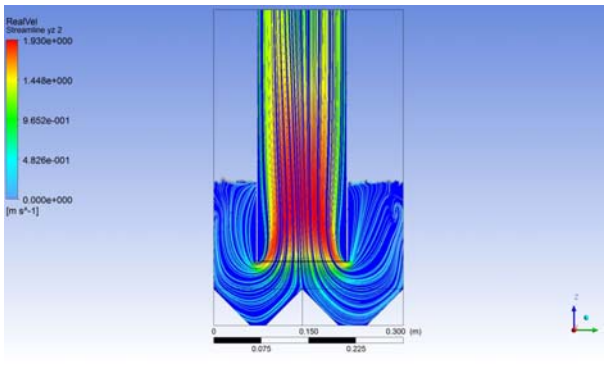
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



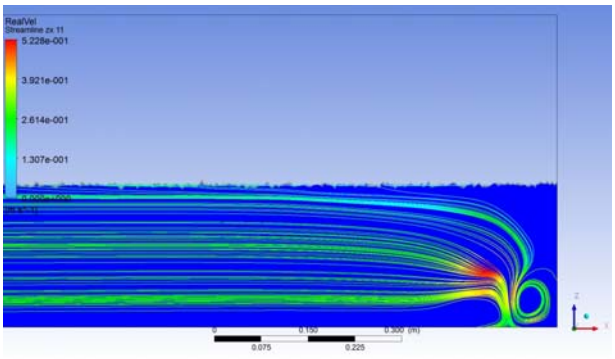
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



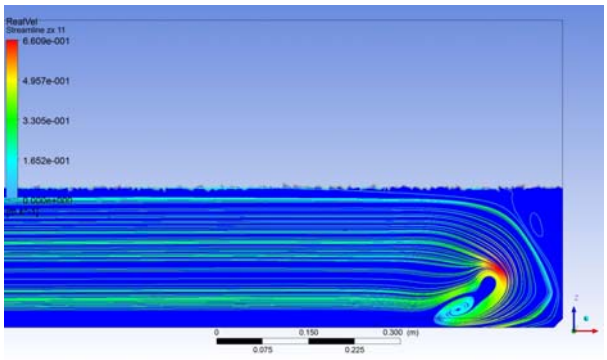
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-89 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 yz평면 유선 및 유속 변화(Case 1, x = -0.110 m)

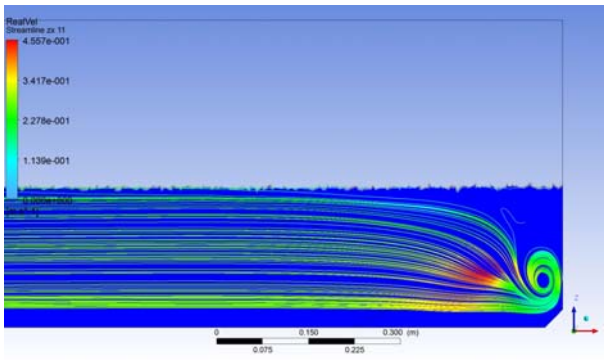
다음 그림은 와류형성영역이 시작되는 우측변면으로부터 0.05m 이격된 지점의 zx평면에 대하여 수치모의결과를 도시하고 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 흡입구 우측에 빠른 유속을 동반하는 선회류 영역이 형성되고 있다. 설치높이가 H = 0.1D인 AVD를 설치한 이후 선회류 형성영역인 흡입구 하부로 이동하고 유속이 증가함을 알 수 있다. AVD의 설치높이를 증가하여 H = 0.2D인 조건에서는 유입부의 흐름은 빠른 유속을 나타고 선회류는 흡입구 후면으로 이동한 것을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 증가하여 H = 0.3D인 조건에서는 선회류가 흡입구 주변에서 발생하지만 규모는 작아지고 있으며, 설치높이가 H = 0.4D인 조건에서는 선회류가 사라진 것을 확인할 수 있다.



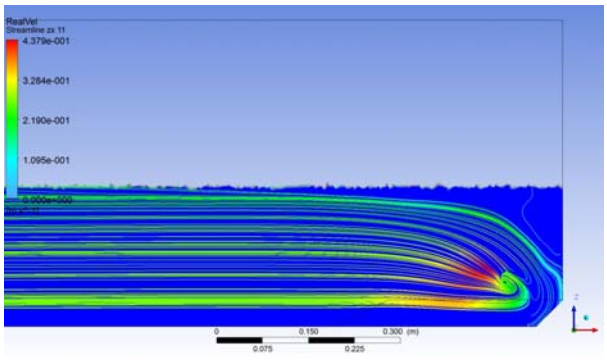
(a) AVD 무설치



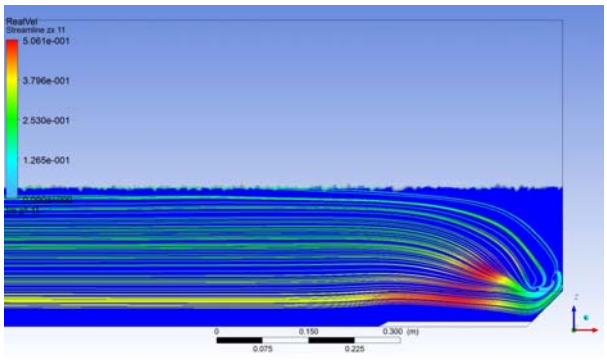
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



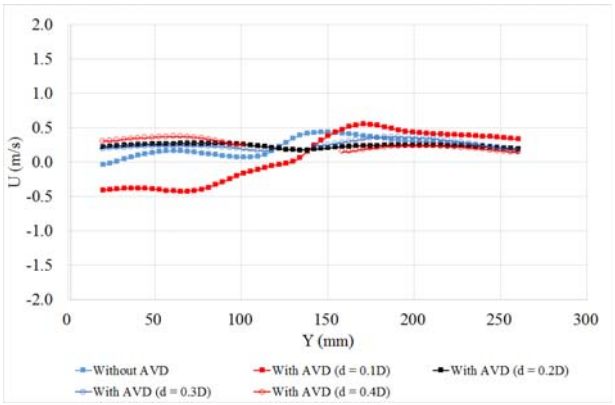
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



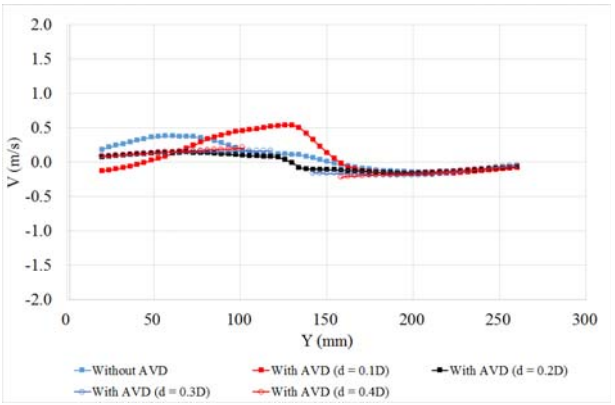
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-90 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 zx평면 유선 및 유속 변화(Case 1, y = 0.050 m)

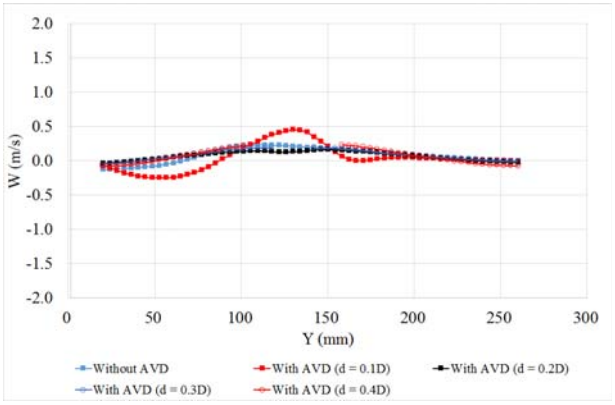
다음 그림은 흡입관 중앙을 지나는 yz단면에서 수로바닥으로부터 높이 z = 0.025 m, 0.050 m, 0.075 m 및 0.100 m 이격된 측선의 유속 및 와도를 AVD의 설치높이에 따라서 변화하는 결과를 비교한 그림이다. 일반적으로 fillet/splitter AVD의 설치로 인하여 유속변화는 크게 발생하지 않지만 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 설치전보다 유속이 증가하고 와도의 결과도 증가하고 있다.



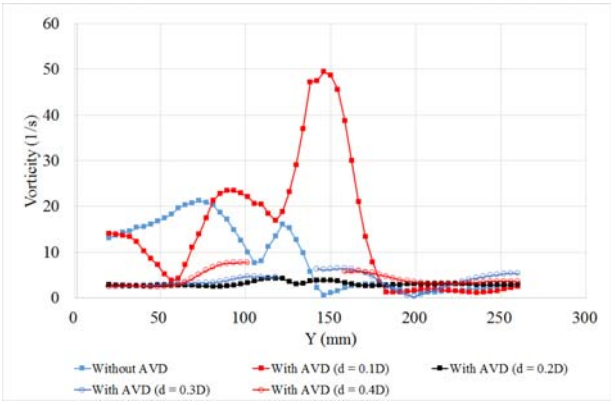
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

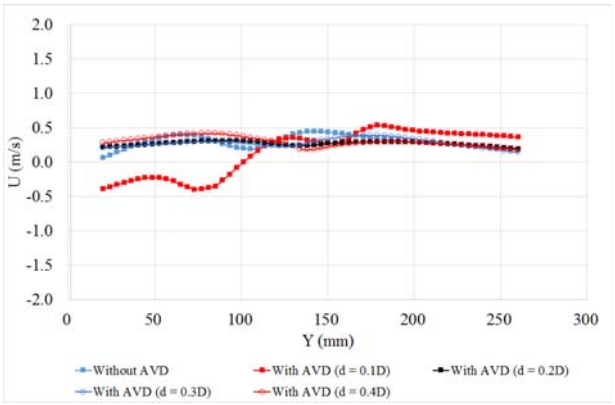


(c) z-축방향 유속결과 분석

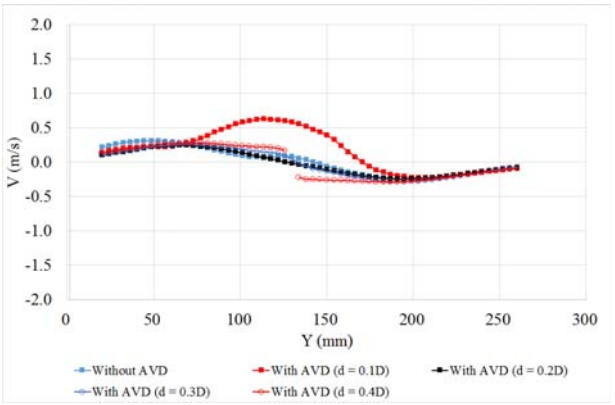


(d) 와도결과 분석

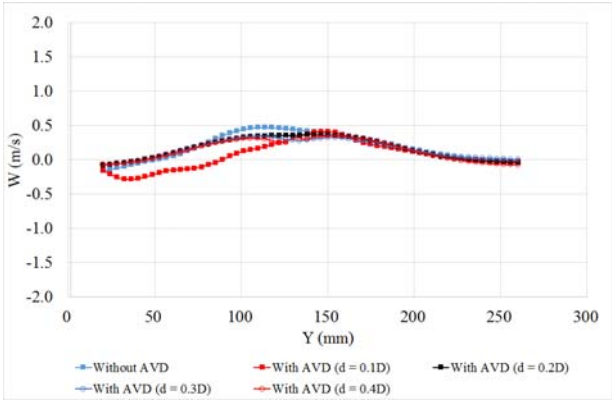
그림 2-2-91 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.025 m)



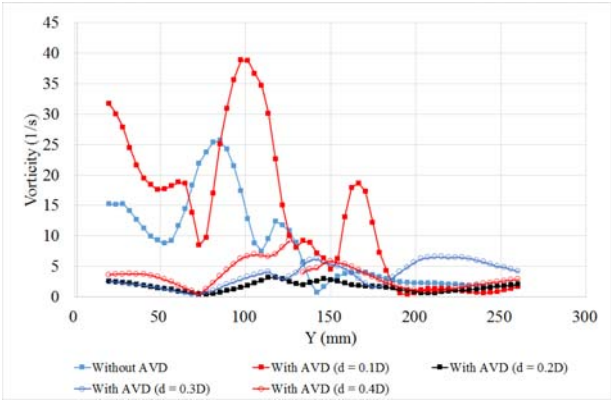
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

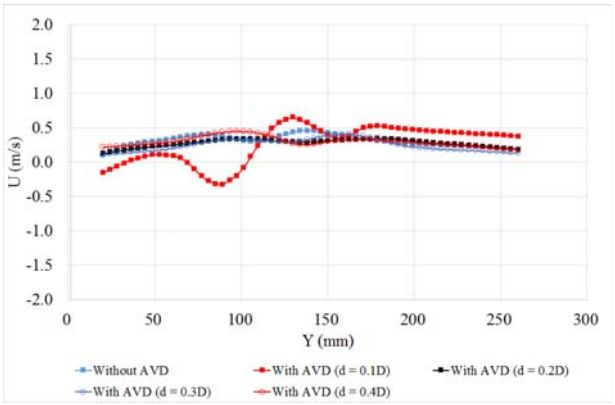


(c) z-축방향 유속결과 분석

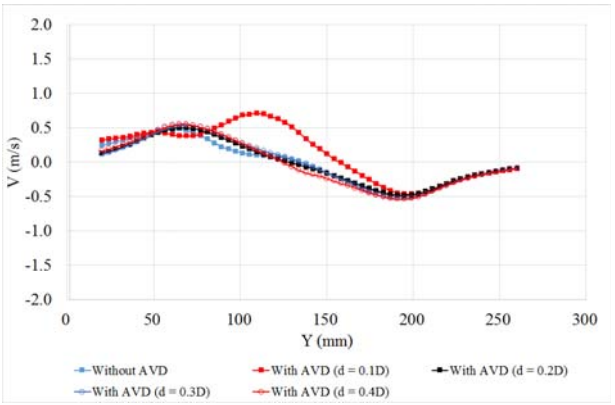


(d) 와도결과 분석

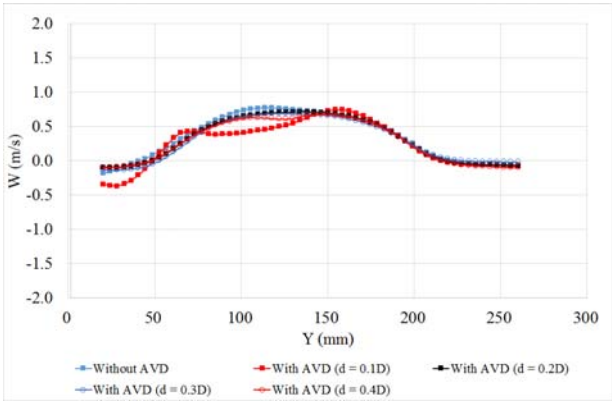
그림 2-2-92 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.050 m)



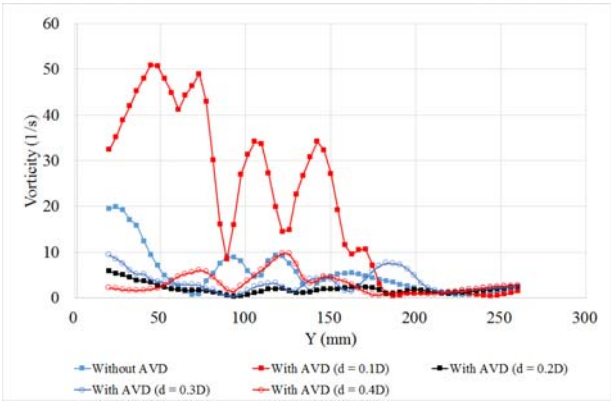
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

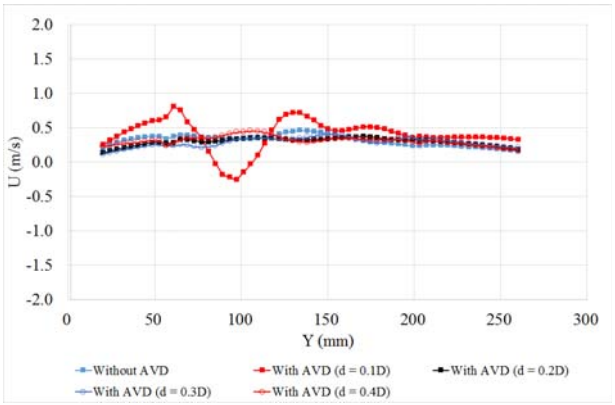


(c) z-축방향 유속결과 분석

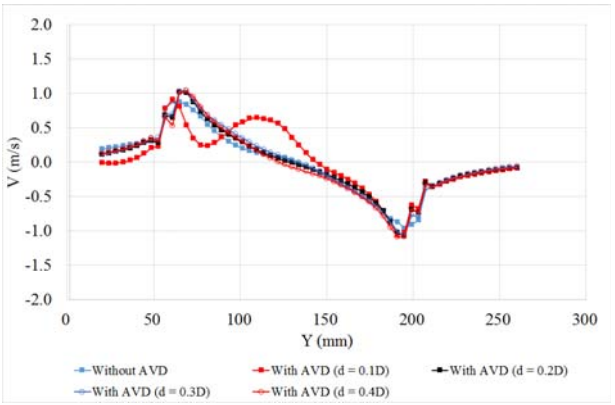


(d) 와도결과 분석

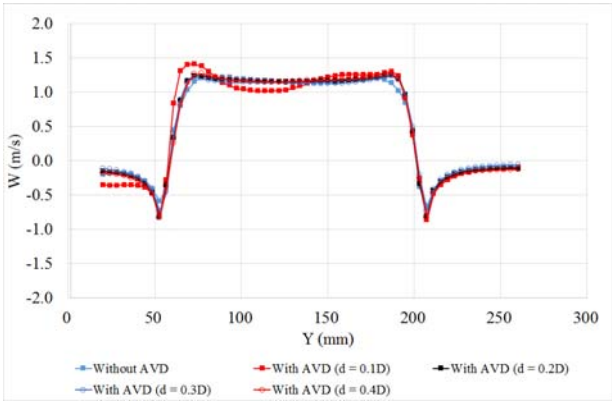
그림 2-2-93 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.075 m)



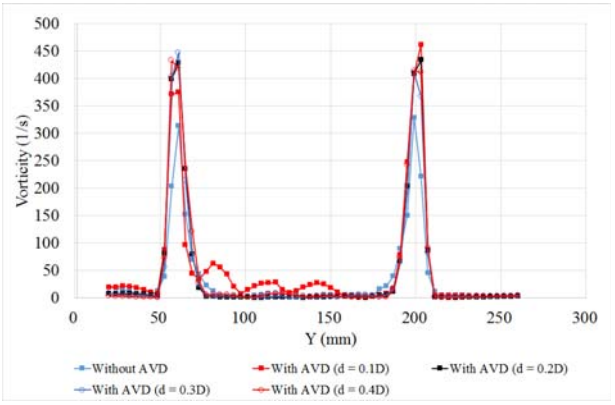
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석



(c) z-축방향 유속결과 분석

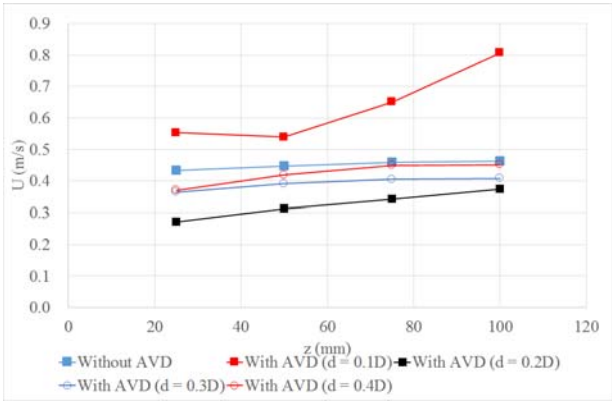


(d) 와도결과 분석

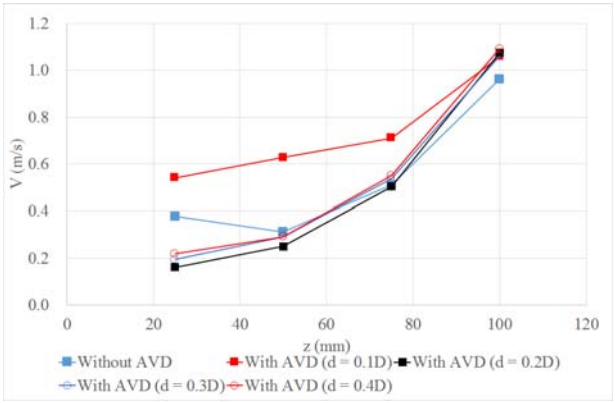
그림 2-2-94 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1, Z = 0.100 m)

다음 그림은 이와 같은 결과를 분석하기 위하여 각 측선의 최대값을 설치높이별로 분석하여 도시한 그림이다. x-축 방향의 유속을 살펴보면 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서 유속이 가장 작게 나타났으며, H = 0.1D인 조건에서는 유속이 설치전보다 높게 형성되고 있다. y-축 방향의 유속결과를 살펴보면 설치높이가 H = 0.1D인 조건을 제외하고는 설치전과 비교하여 크게 변화는 없는 것으로 판단된다. z-축 방향의 유속은 수로바닥과 인접한 z = 0.025 m 지점에서 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서 설치전보다 높게 나타나고 그 이외에는 약간 감소하는 경향을 보이고 있다. 와도의 경우에는 AVD의 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서 와도저감효과가 우수하게 나타나며, 설치높이가 H = 0.3D와 H = 0.4D인 조건에서도 AVD에 의한 와류저감효과가 나타남을 확인할 수 있다.

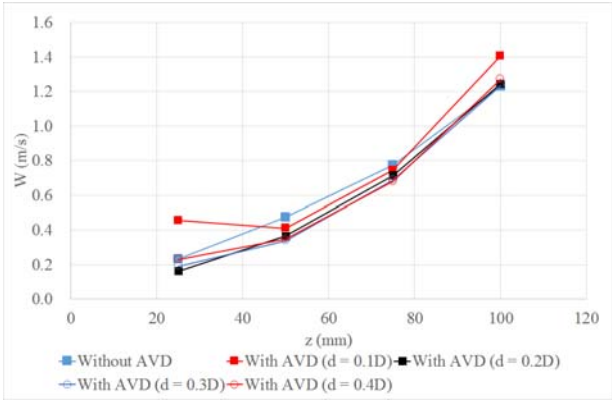
이와 같은 결과를 종합하여 분석한 결과, fillet/splitter AVD는 설치높이가 H = 0.2D인 경우 와류저감효과가 가장 우수하며 설치높이가 커지더라도 설치과 비교하여 와류를 저감함에 있어 효과를 나타내고 있으나, 설치높이가 낮은 경우 흐름조건을 악화시켜 AVD 설치효과를 기대할 수 없을 것으로 판단된다.



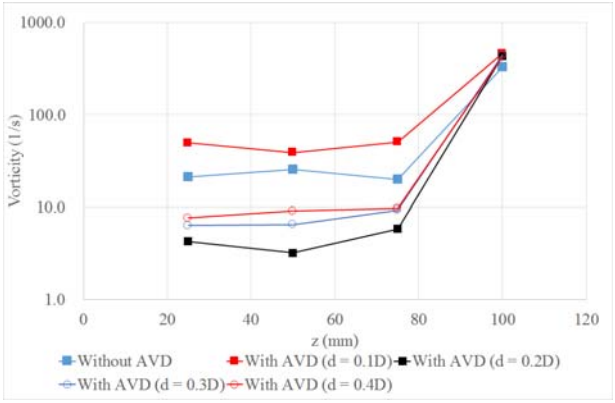
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석



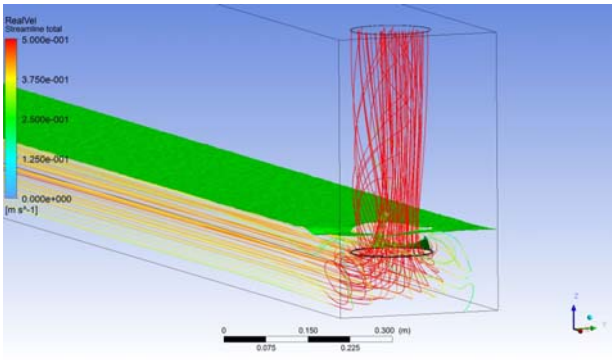
(c) z-축방향 유속결과 분석



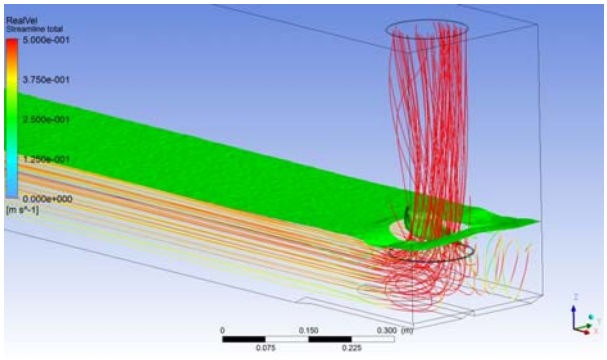
(d) 와도결과 분석

그림 2-2-95 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 1)

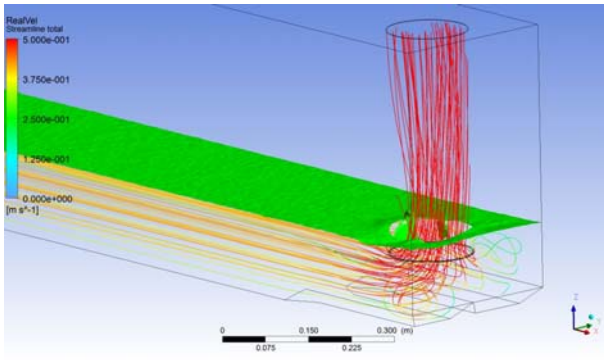
수심이 낮고 접근유속이 빠른 TSJ benchmark test Case 3에서 Fillet/Splitter AVD에 대한 수치모의를 수행하고 그 결과를 분석하였다. 수치모형은 3차원 상용모형인 ANSYS-CFX 모형이며 흐름영역은 tetrahedron 격자를 이용하여 흐름영역을 이산화하였다. 다음 그림은 수치모의 결과를 이용하여 3차원 유선을 도시한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흡입구 주변에서 빠른 유속이 형성되고 우측벽면과 뒷벽 인근에서 회전하는 흐름특성이 나타나고 있음을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 경우 흡입구 주변의 선회류는 존재하고 좌측벽면에서 추가적인 선회류가 형성되는 것으로 보인다. 설치높이가 H = 0.2D로 증가하면 유선의 형태가 완만해지고 선회류 형성영역이 감소하고 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.3D와 H = 0.4D인 조건에서는 흡입구 후면에서 다시 유선이 회전하는 영역이 발생하고 있는 것으로 판단된다.



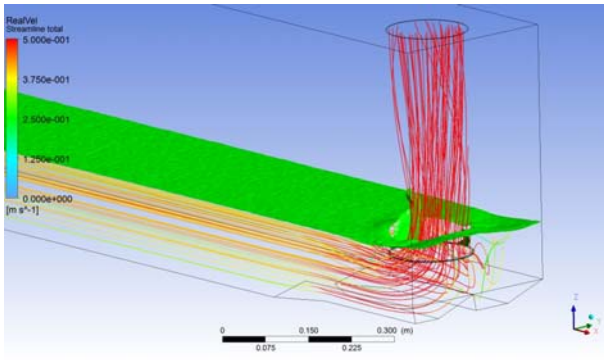
(a) AVD 무설치



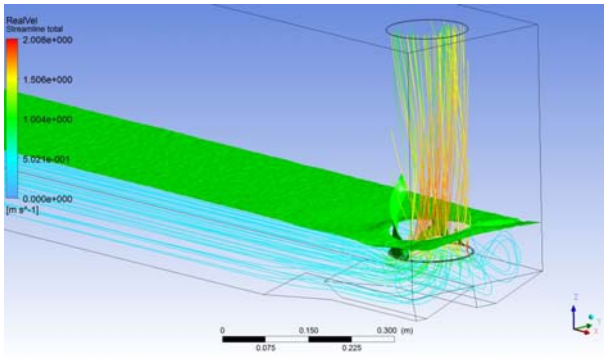
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



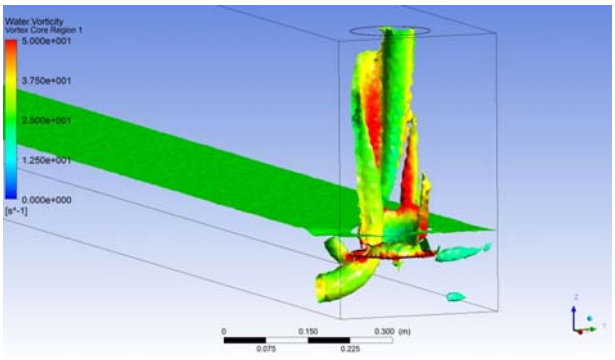
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



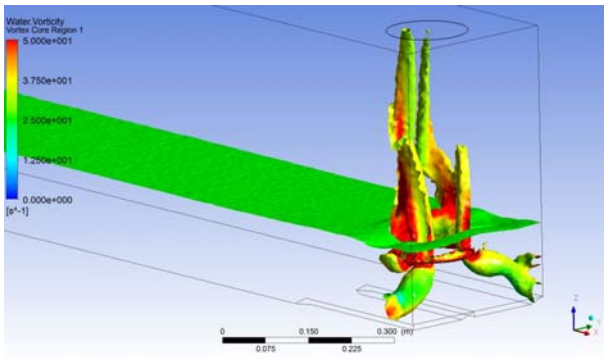
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-96 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 유선변화(Case 3)

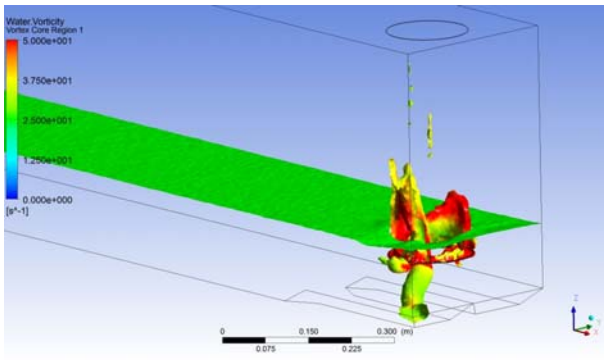
다음 그림은 수치모의를 통하여 도출된 와도를 이용하여 와류형성영역을 가시화하여 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 수로의 뒷벽에서 시작된 와류영역이 흡입구의 우측으로부터 유입되어 흡입관 중간까지 영향을 미치는 것으로 나타났다. AVD가 설치되기 이전에는 우측벽면으로부터 강한 와류가 유입되어 흡입관 상부까지 영향을 미치고 있는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 유입되는 주요 와류가 2개로 증가하지만 흡입관 내부의 와류영역은 감소하는 것으로 판단된다. AVD의 설치높이가 H = 0.2D인 경우에는 흡입관으로 유입되는 와류는 1개로 감소하며 흡입관 내에서 와류가 형성되는 영역도 또한 감소하고 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.3D인 조건에서는 흡입관 후면에서 발생하는 와류는 2개로 증가하지만 크 규모는 작으며, AVD의 높이가 H = 0.4D로 증가하면 와류형성영역이 점차 커지는 것을 확인할 수 있다. AVD 설치에 의하여 흐름특성이 변화하지만 수면의 교란은 크지않으며 흡입관 내부로 공기가 유입되는 현상은 발생하지 않고 있다.



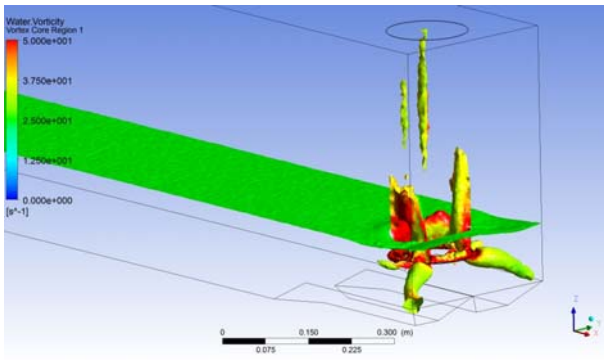
(a) AVD 무설치



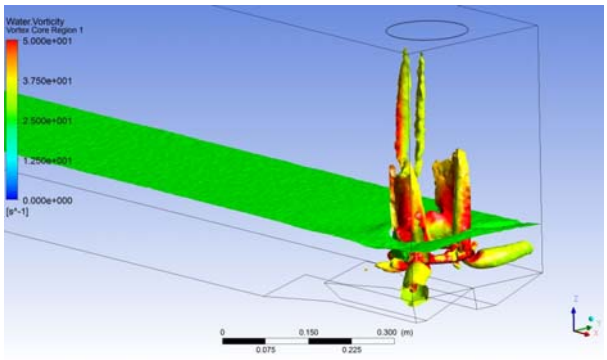
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



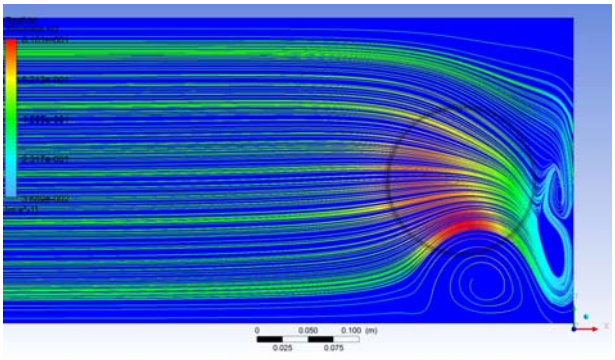
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



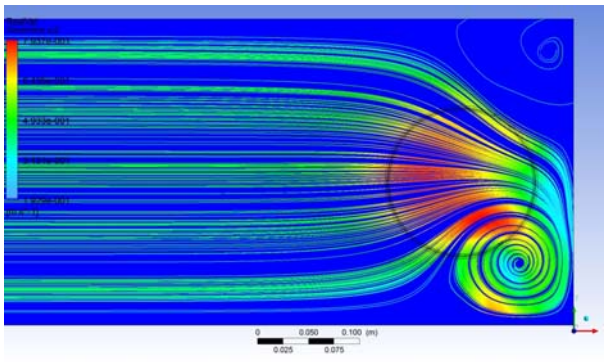
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-97 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 와류형성영역 변화(Case 3)

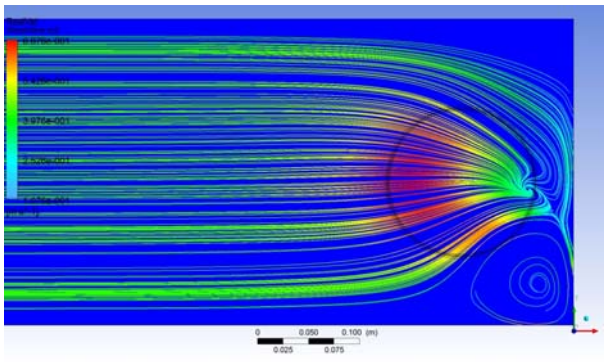
다음 그림은 흡입구의 설치높이와 수로바닥의 중간높이인 z = 0.050 m인 xy평면에서 관찰된 유선 및 유속결과를 비교한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흐름이 흡입구를 지나 뒷벽과 우측벽 부근에서 선회류 영역이 형성됨을 확인할 수 있다. AVD 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서는 선회류의 크기가 증가하고 형성된 위치도 흡입구 후면과 우측벽변으로 이동하고 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서는 흡입구 아래에 유선이 집중되고 있으며, 후면에서 발생하는 선회류 영역의 유속은 감소하고 있는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.3D인 조건에서는 흡입관으로 유입되는 유선의 좌우대칭성이 개선되고 있으며, 흡입구 후면과 양측 벽면이 만나는 모서리 지점에서 낮은 유속의 선회류가 발생하고 있는 것으로 판단된다. AVD의 설치높이가 H = 0.4D인 조건에서는 와류방지장치 양측으로 유선이 대칭을 이루고 있으며 흡입구로 유입되는 유선도 균일하게 형성되고 있는 것을 그림을 통하여 확인할 수 있다.



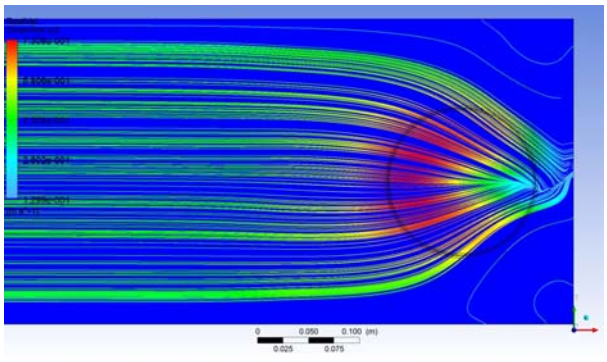
(a) AVD 무설치



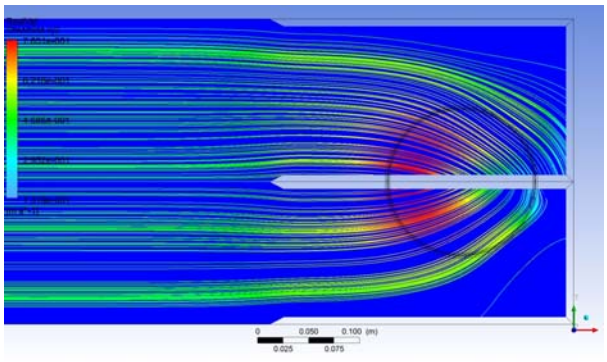
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



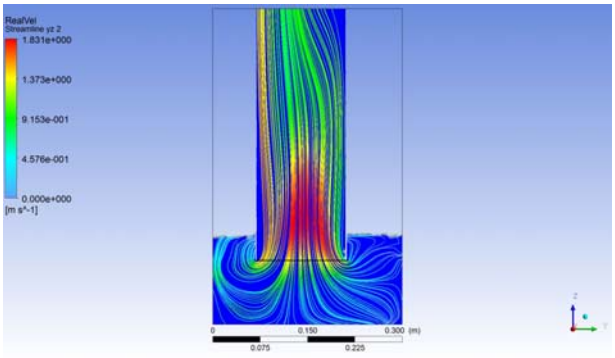
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



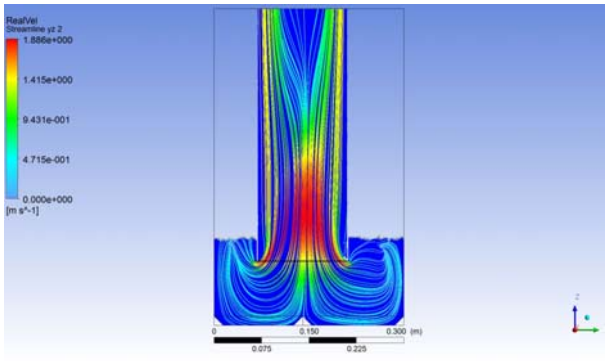
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-98 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 xy평면 유선 및 유속 변화(Case 3, Z=0.050 m)

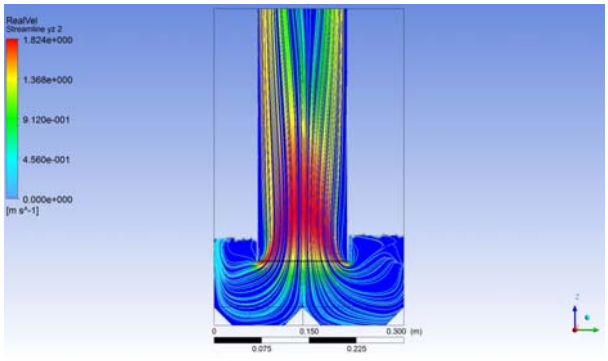
다음 그림은 흡입관 설치위치인 y = - 0.110 m인 지점에서 yz평면상에 수치모의 결과를 도시하고 유속과 유선의 형태를 분석한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 yz평면상에서 선회류 영역이 형성되지 않고 있으며, 유속은 흡입구 인근에서 강하게 형성되는 것으로 나타났다. AVD의 설치높이가 H = 0.1D인 조건에서도 선회류는 뚜렷하게 형성되지 않고 있지만, 흡입구 주면에서 유입되는 흐름의 유속이 증가하고 있는 것을 확인할 수 있다. AVD의 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서는 AVD를 중심으로 흐름이 대칭을 이루고 있으며, 설치높이가 H = 0.3D인 조건에선 흡입구 하부의 유선은 AVD를 중심으로 균일하게 형성되지만 수면 주변에서는 소규모의 선회류가 형성되는 것이 그림으로 나타났다. 마지막으로 설치높이가 H = 0.4D인 조건에서는 흡입구로 유입되는 흐름이 AVD를 중심으로 대칭을 이루며 완만한 유선을 나타내고 있는 것으로 판단된다.



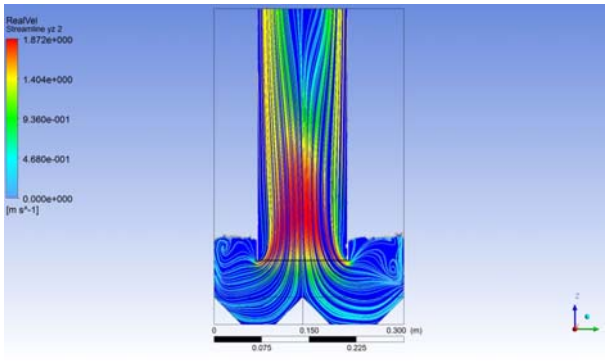
(a) AVD 무설치



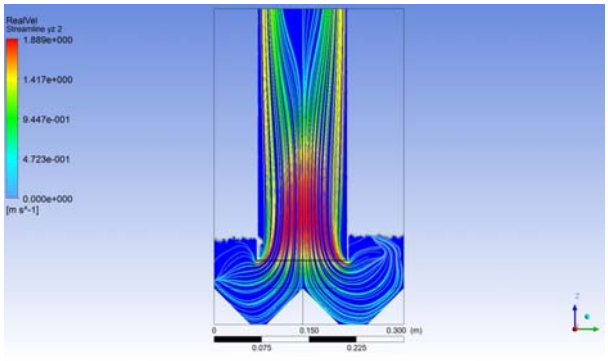
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



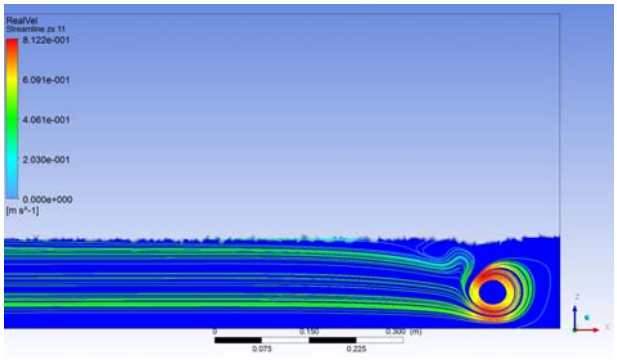
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



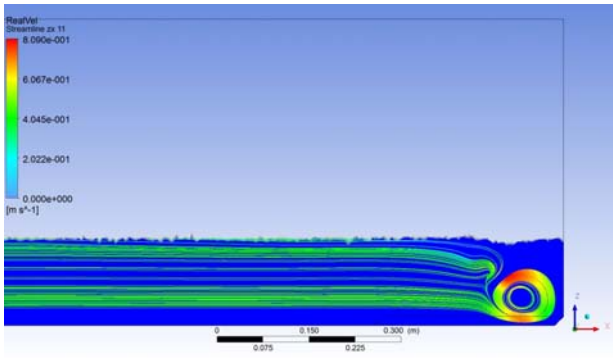
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-99 Fillet/Splitter 설치높이에 따른 yz평면 유선 및 유속 변화(Case 3, x = -0.110 m)

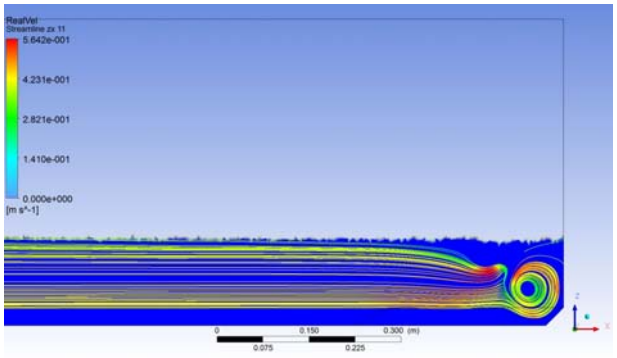
다음 그림은 와류형성영역이 시작되는 우측변면으로부터 0.05m 이격된 지점의 zx평면에 대하여 수치모의결과를 도시하고 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 흡입구 우측에 빠른 유속을 동반하는 선회류 영역이 형성되고 있다. 설치높이가 H = 0.1D인 AVD를 설치한 이후에도 선회류 형성위치는 비슷하지만 규모는 약간 감소하고 조밀해 지는 것으로 판단된다. AVD의 설치높이를 증가하여 H = 0.2D인 조건에서는 선회류 형성지점이 흡입구 후면으로 이동하고 있으며, AVD의 설치높이가 H = 0.3D인 조건에서는 선회류에 동반되는 유속이 저감되고 있는 것으로 나타났다. AVD의 크기가 가장 큰 조건인 H = 0.4D인 조건에서는 선회류의 영역이 커져서 수면까지 영향을 미치는 것으로 나타나지만 수면교란은 모의결과에서 관측되지 않았다.



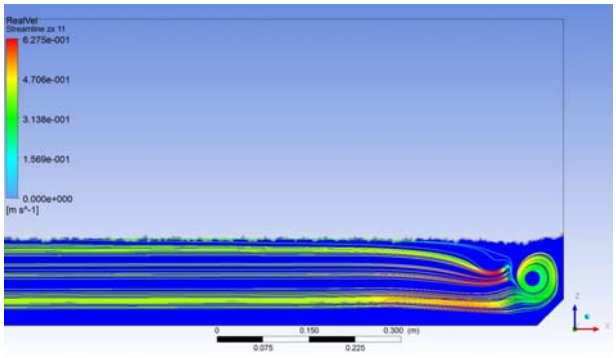
(a) AVD 무설치



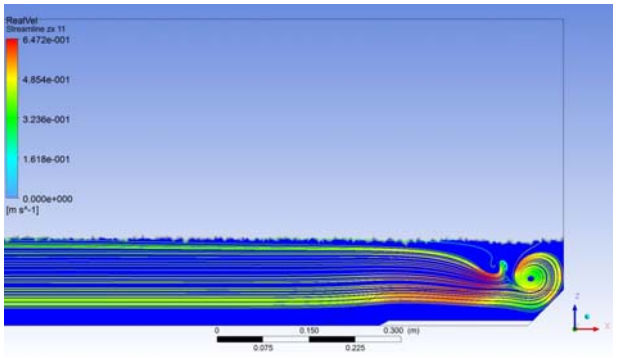
(b) Fillet/Splitter AVD H=0.1D



(c) Fillet/Splitter AVD H=0.2D



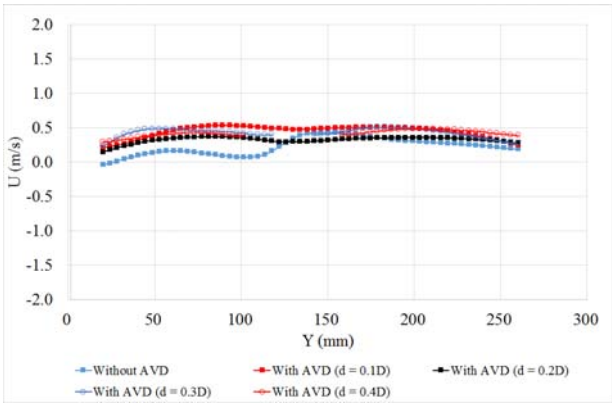
(d) Fillet/Splitter AVD H=0.3D



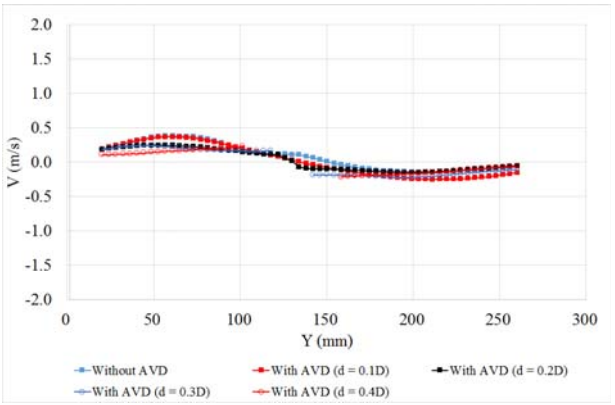
(e) Fillet/Splitter AVD H=0.4D

그림 2-2-100 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 따른 zx평면 유선 및 유속 변화(Case 3, y = 0.050 m)

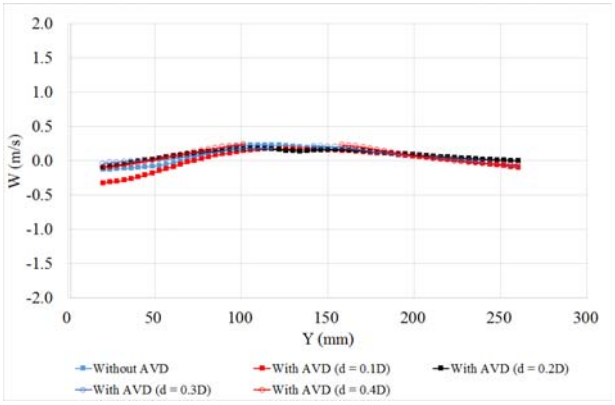
다음 그림은 흡입관 중앙을 지나는 yz단면에서 수로바닥으로부터 높이 z = 0.025 m, 0.050 m, 0.075 m 및 0.100 m 이격된 측선의 유속 및 와도를 AVD의 설치높이에 따라서 변화하는 결과를 비교한 그림이다. 일반적으로 fillet/splitter AVD의 설치로 인하여 유속변화는 크게 발생하지 않은 것으로 나타나며 와도의 경우 설치높이가 H = 0.1D인 경우 저감효과가 낮지만 설치전보다 흐름을 개선함에 있어 효과가 있는 것으로 나타났다.



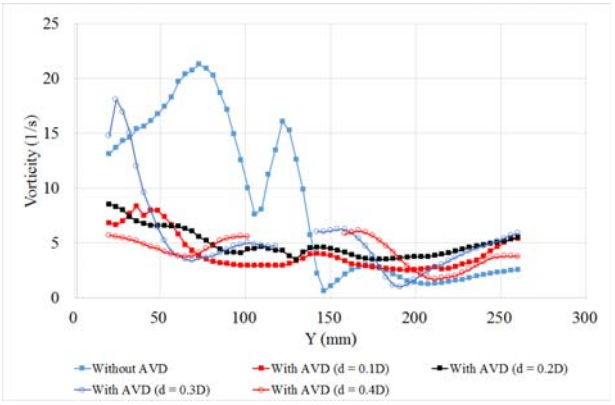
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

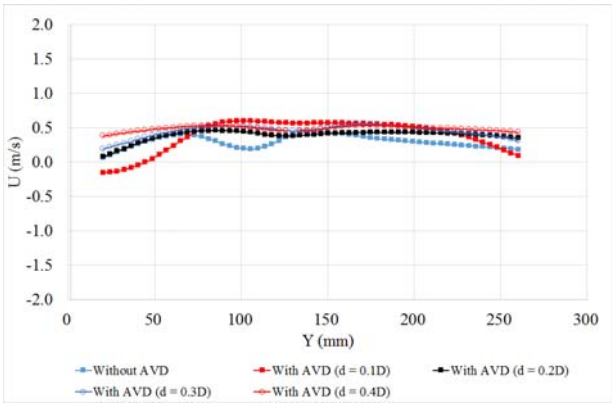


(c) z-축방향 유속결과 분석

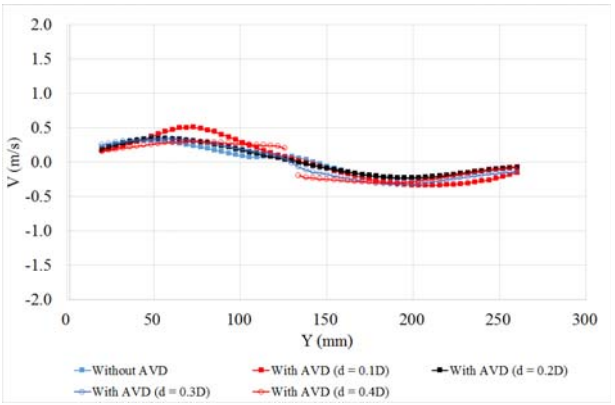


(d) 와도결과 분석

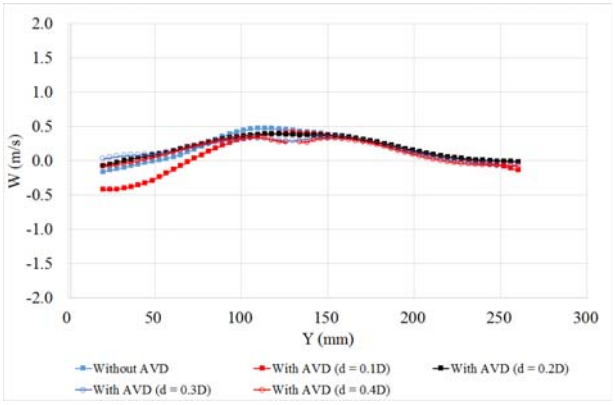
그림 2-2-101 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.025 m)



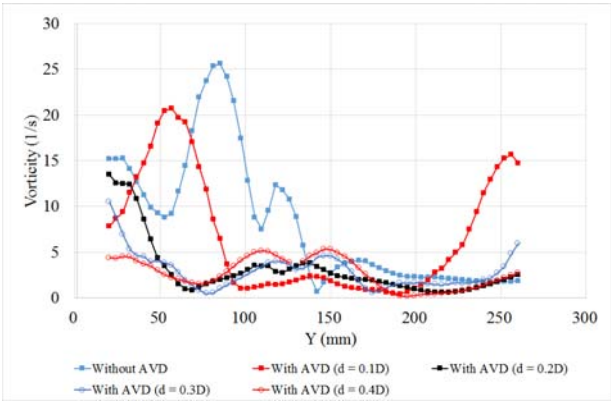
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

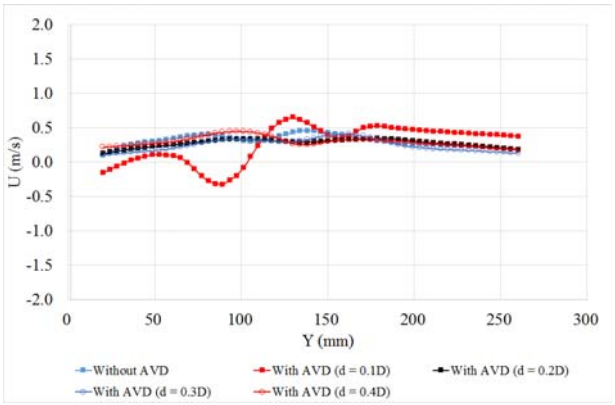


(c) z-축방향 유속결과 분석

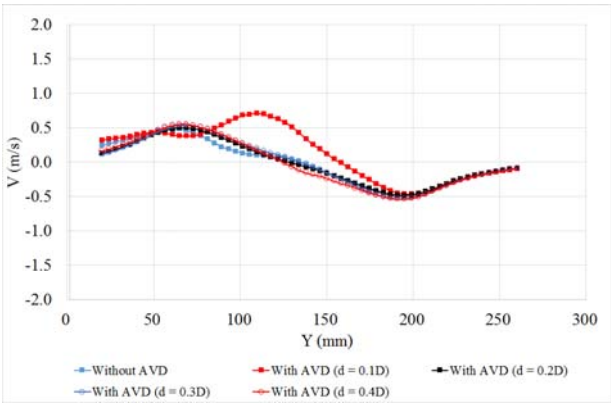


(d) 와도결과 분석

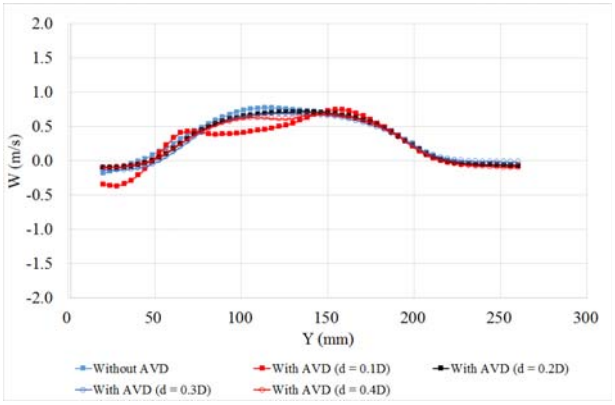
그림 2-2-102 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.050 m)



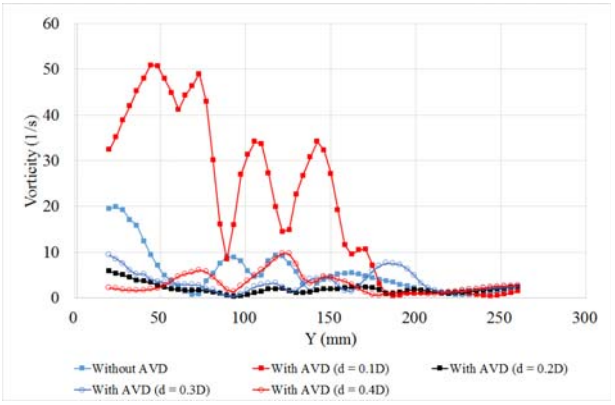
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석

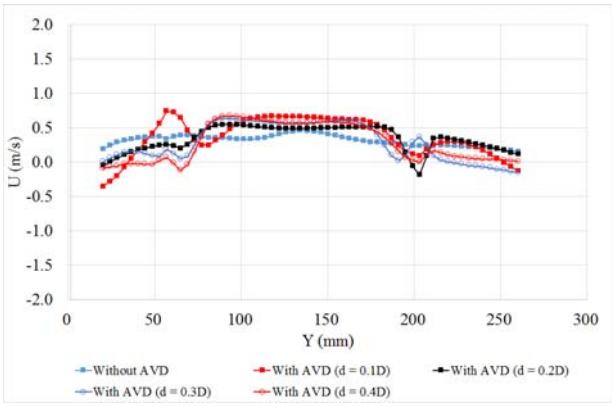


(c) z-축방향 유속결과 분석

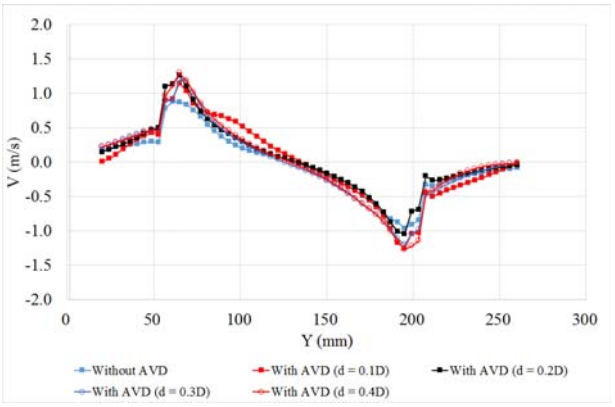


(d) 와도결과 분석

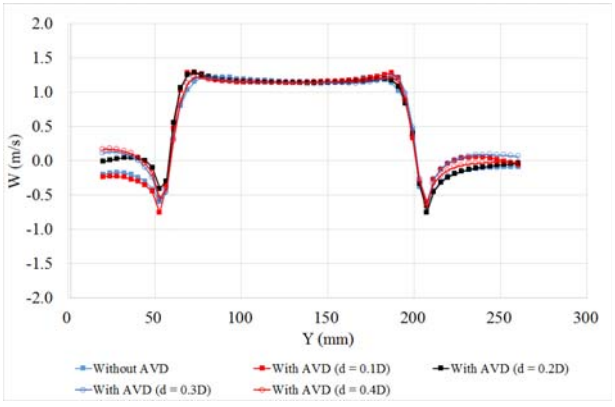
그림 2-2-103 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.075 m)



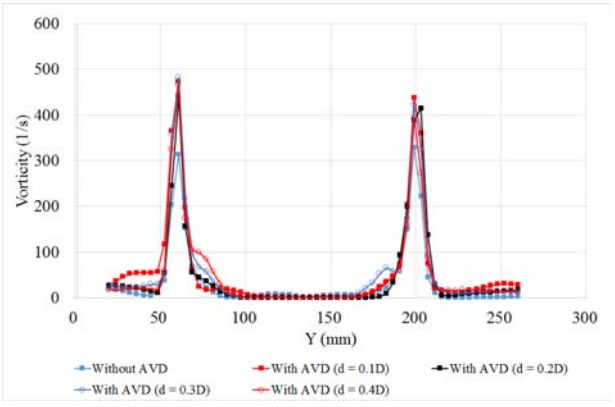
(a) x-축방향 유속결과 분석



(b) y-축방향 유속결과 분석



(c) z-축방향 유속결과 분석

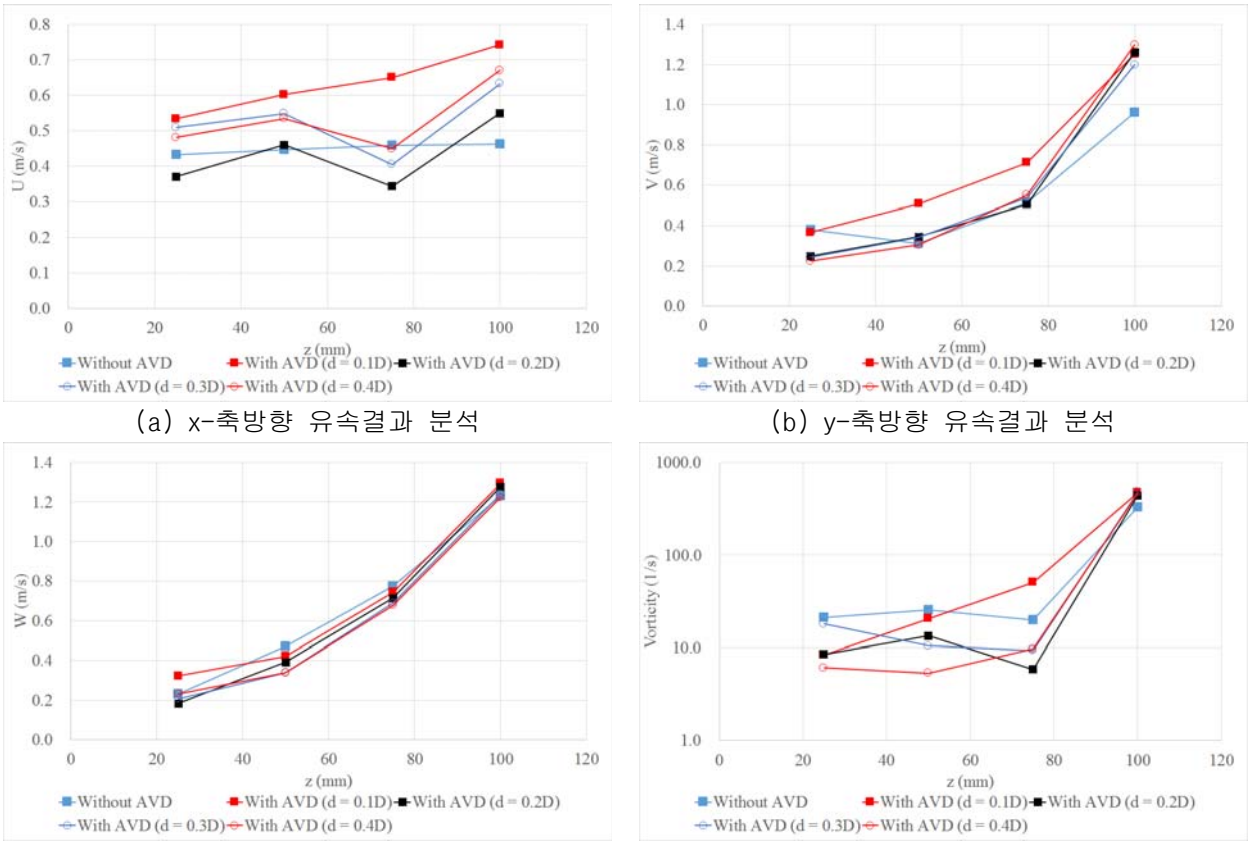


(d) 와도결과 분석

그림 2-2-104 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3, Z = 0.100 m)

다음 그림은 이와 같은 결과를 분석하기 위하여 각 측선의 최대값을 설치높이별로 분석하여 도시한 그림이다. x-축 방향의 유속을 살펴보면 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서 유속이 감소하지만 이외의 조건에서는 AVD 설치전보다 유속이 증가하고 있음을 확인할 수 있다. y-축 방향의 유속결과를 살펴보면, H = 0.1D인 경우 유속이 증가하지만 다른 높이 조건에서는 설치전과 비교하여 수심이 깊은 영역에서는 유속변화가 없는 것으로 판단된다. z-축 방향유속을 살펴보면 AVD 설치로 인하여 소규모 유속저감효과가 나타나지만 크게 효과적이지는 않은 것으로 판단된다. 마지막으로 와도 변호를 살펴보면, 수로바닥으로부터 z = 0.075 m 이격된 지점에서 H = 0.1D인 조건의 유와도는 증가하지만, fillet/splitter AVD를 설치하여 설치이전보다 흐름조건을 개선함으로써 와류저감효과가 전반적으로 나타나고 있음을 확인할 수 있다.

이와 같은 결과를 종합하면, fillet/splitter AVD는 설치높이가 H = 0.2D인 조건에서 와류저감효과가 가장 우수한 것으로 판단되며 H = 0.1D인 조건은 일부 영역에서 흐름특성을 악화시키므로 설치규모를 적정규모 이상으로 설정하는 것이 좋을 것으로 판단된다.



(a) x-축방향 유속결과 분석 (b) y-축방향 유속결과 분석

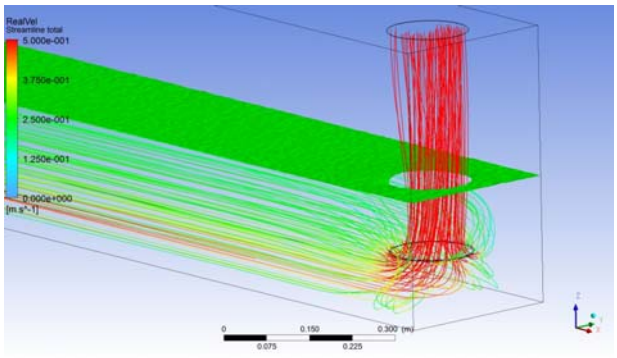
(c) z-축방향 유속결과 분석 (d) 와도결과 분석

그림 2-2-105 Fillet/Splitter AVD 설치높이에 흐름특성 정량적 분석(Case 3)

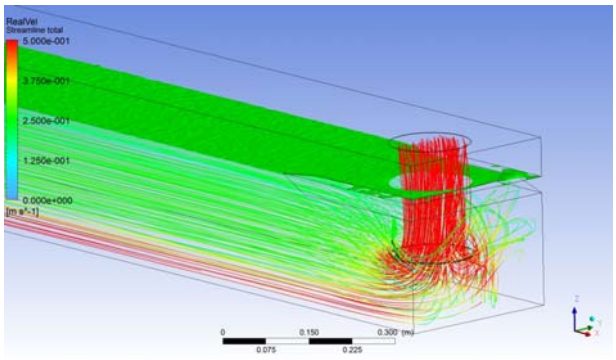
(마) 펌프 유입부 흐름 개선을 위한 구조 개선

기존의 AVD보다 높은 와류형성 억제효과를 도출하기 위하여 새로운 와류방지장치 추가로 설치하고 흐름변화를 분석하였다. 기존 floor cone과 fillet/splitter AVD에서 와류방지효과가 가장 좋은 규격에 부유식 와류방지장치를 추가로 적용하여 흐름특성 변화를 3차원 수치모의를 이용하여 모의하였다. 추가로 설치되는 부유식 와류방지장치는 흡입관을 따라 움직이는 십자형과 벽면을 따라 이동하는 fillet 형태를 적용하였다.

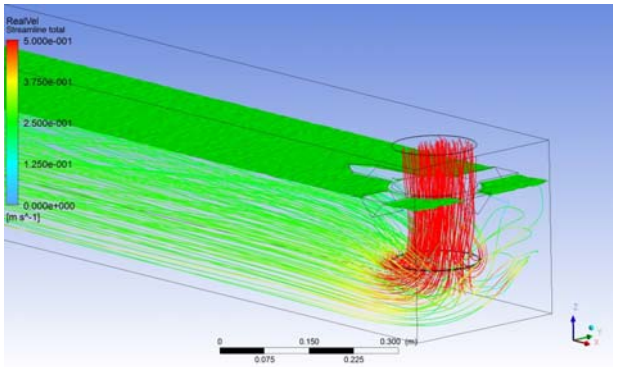
TSJ benchmark test의 Case 1에 대하여 수치모의를 수행하고 유선을 도시한 결과를 다음 그림과 같이 나타내었다. AVD를 설치하기 이전과 비교하여 일반적으로 유입부의 유속은 감소한 것으로 판단되며 흡입관 후면에서 일부 선회류는 형성되지만 강도는 작은 것으로 판단된다.



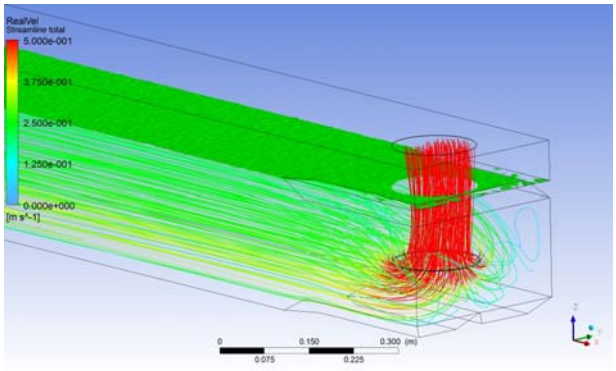
(a) AVD 무설치



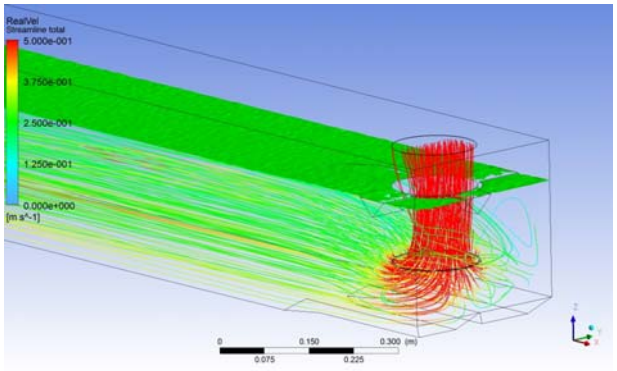
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



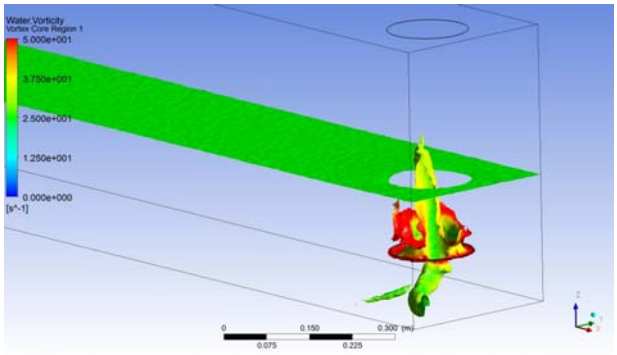
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



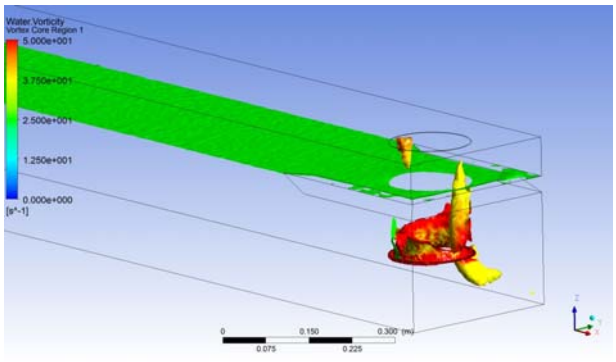
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-106 Floating AVD 추가에 따른 유선변화(Case 1)

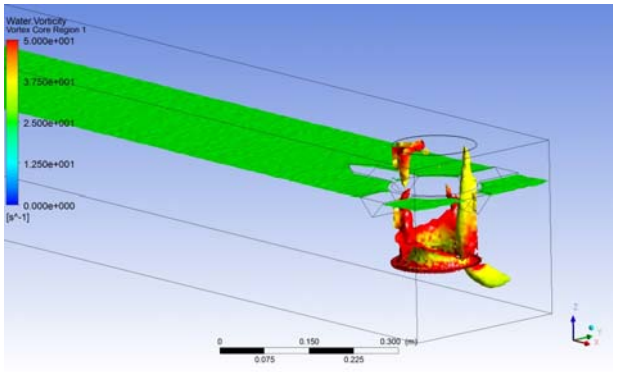
다음 그림은 수치모의를 통하여 도출된 와도를 이용하여 와류형성영역을 가시화하여 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 수로의 뒷벽에서 시작된 와류영역이 흡입구의 우측으로부터 유입되어 흡입관 중간까지 영향을 미치는 것으로 나타났다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 와류형성영역이 벽면에서 이격되었으며 영역 또한 감소되었다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, 와류형성영역이 흡입관과 뒷벽 중간지점에서 형성되기 시작하여 흡입과 내부로 영향을 미치지만 설치전보다 영향범위는 감소하였다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 수로 내의 흐름영역에서는 주요한 와류형성영역이 발견되지 않았으며 흡입구 주변에서 흡입관 내부에 와류영영깅 형성되었다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 우측벽면 하부에서 와류가 형성되어 흡입관으로 유입되지만 영향범위는 설치전보다 감소하고 있음을 그림을 통하여 확인할 수 있었다.



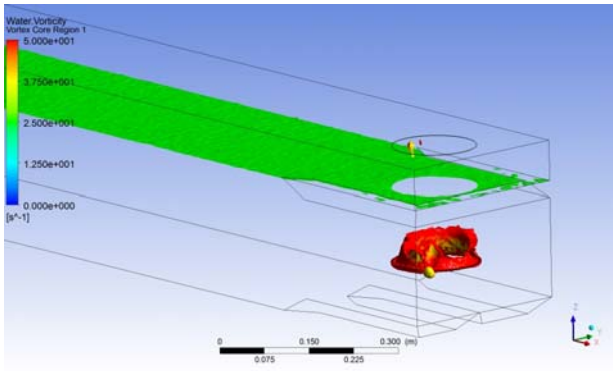
(a) AVD 무설치



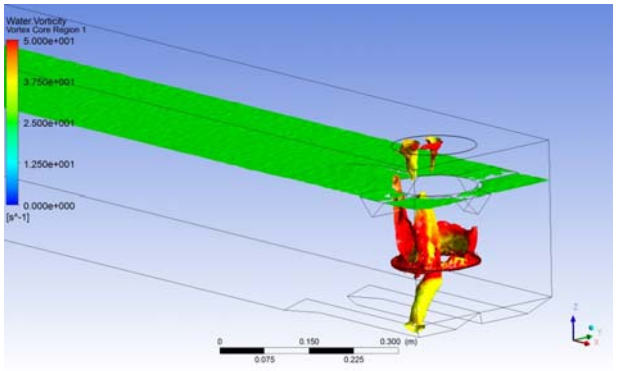
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



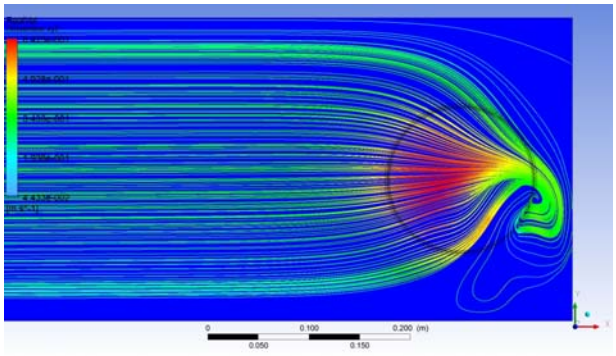
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



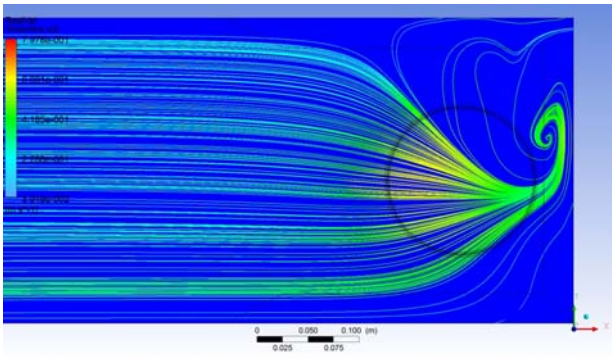
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-107 Floating AVD 추가에 따른 와류형성영역 변화(Case 1)

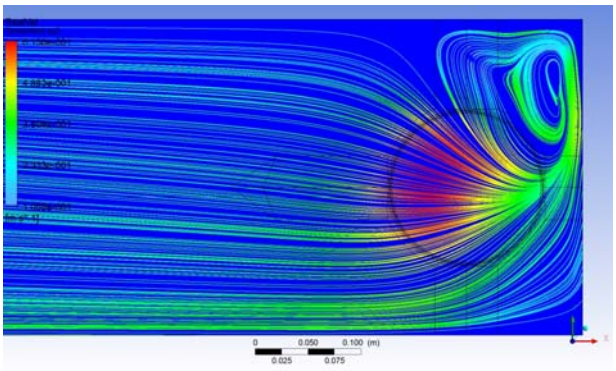
다음 그림은 흡입구의 설치높이와 수로바닥의 중간높이인 z = 0.050 m인 xy평면에서 관찰된 유선 및 유속결과를 비교한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흐름이 흡입구를 지나 뒷벽의 중앙부에서 강항 유속을 갖는 선회류가 형성되었다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 선회류 형성 위치는 좌측으로 이동하고 규모 및 동반되는 유속은 감소한 것으로 나타났다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, 좌측벽과 뒷벽이 만나는 모서리 영역에서 큰 규모의 선회류가 발생하고 있음을 확인하였다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 유입되는 흐름이 흡입구 하부로 집중되고 있으며 선회류가 발생하지만 규모는 매우 작은 것을 확인할 수 있었다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 우측벽면과 뒷벽이 만나는 모서리에 선회류가 형성되지만 동반되는 유속은 빠르지 않은 것으로 판단된다.



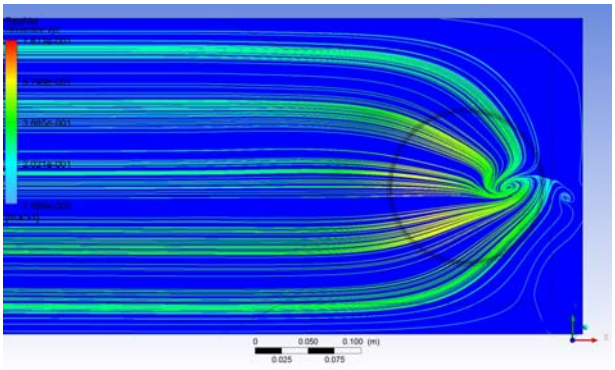
(a) AVD 무설치



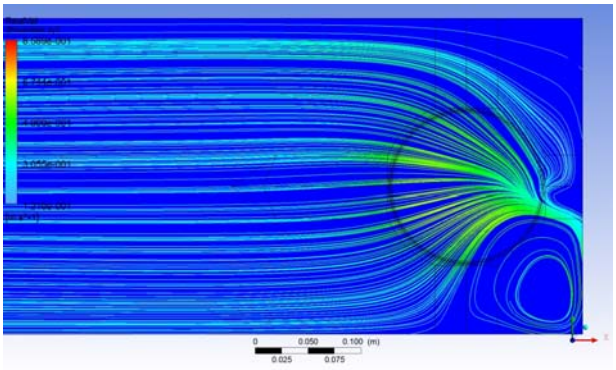
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



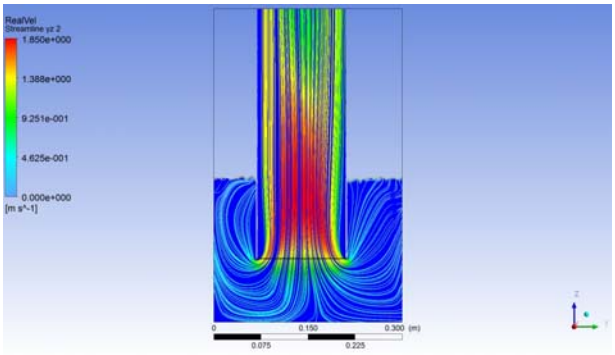
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



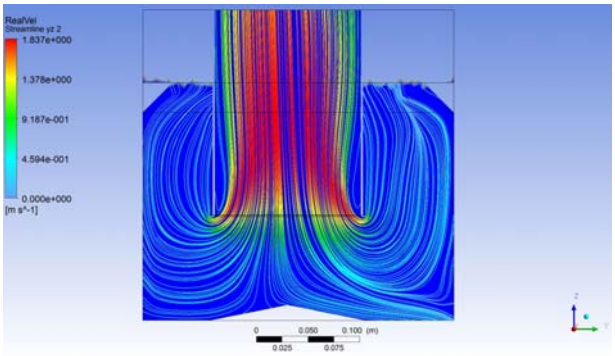
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-108 Floating AVD 추가에 따른 xy평면 유선 및 유속 변화(Case 1, Z=0.050 m)

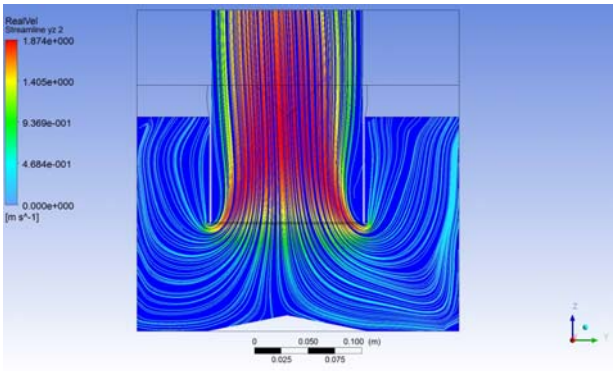
다음 그림은 흡입관 설치위치인 y = - 0.110 m인 지점에서 yz평면상에 수치모의 결과를 도시하고 유속과 유선의 형태를 분석한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 yz평면상에서 선회류 영역이 형성되지 않고 있으며, 유속은 흡입구 인근에서 강하게 형성되는 것으로 나타났다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 수면부의 유선이 완만한 곡선을 형성하여 흡입관으로 유입되도록 유도하고 있으나 floor cone 주면의 흐름은 대칭성을 나타내지 못하고 있다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, AVD가 없는 조건보다 유선이 균등하게 분포하고 있다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 fillet/splitter AVD를 중심으로 흐름의 대칭성이 개선되었다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 중간수심 이상 지역에서 일부 선회류 특성을 갖는 흐름이 나타나지만 동반되는 유속은 강하지 않은 것으로 판단된다.



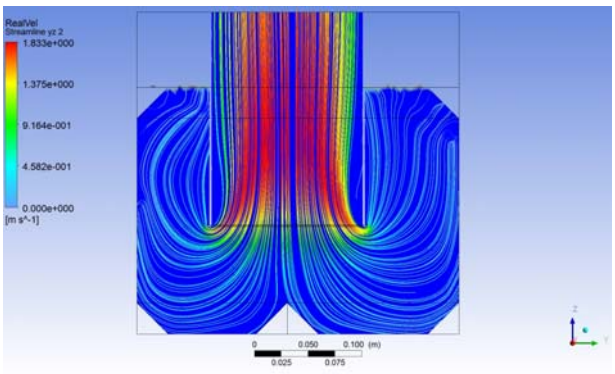
(a) AVD 무설치



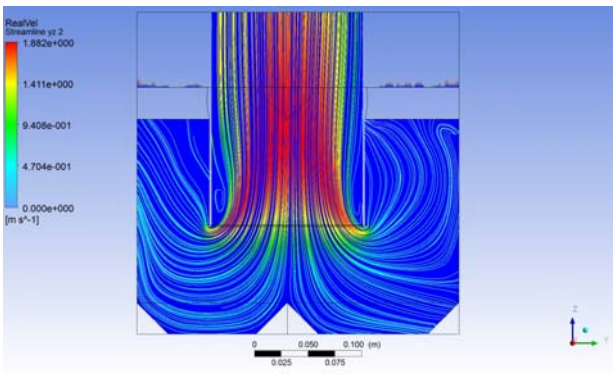
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



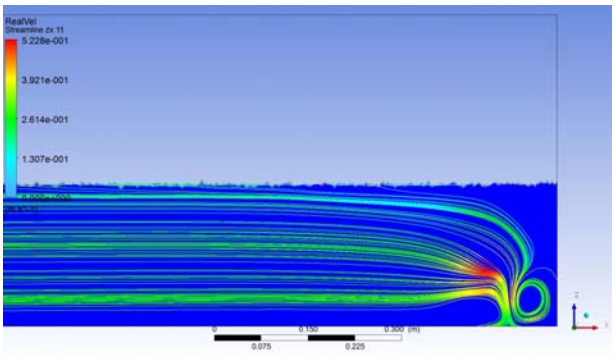
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



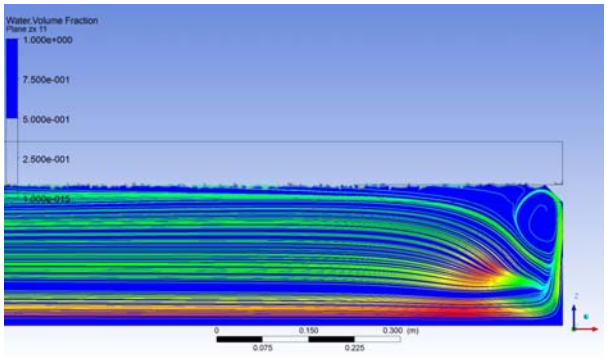
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-109 Floating AVD 추가에 따른 yz평면 유선 및 유속 변화(Case 1, x = -0.110 m)

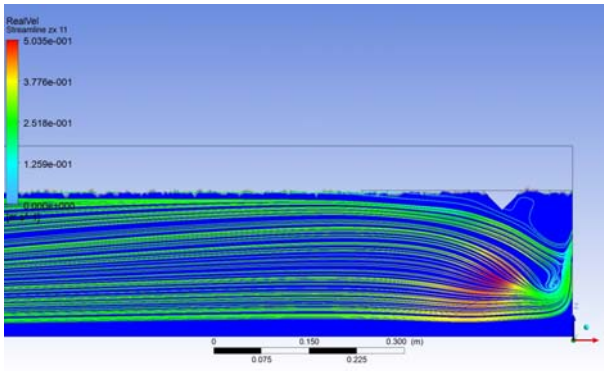
다음 그림은 와류형성영역이 시작되는 우측변면으로부터 0.05m 이격된 지점의 zx평면에 대하여 수치모의결과를 도시하고 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 흡입구 우측에 빠른 유속을 동반하는 선회류 영역이 뒷벽 수로바닥 부분에 형성되고 있다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 수심치 깊은 영역에서는 선회류가 사라졌지만 뒷벽의 수면과 인접한 지점에서 선회류가 나타났다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, 전반적으로 뚜렷한 선회류는 발생하지 않지만 흡입구와 뒷벽 중간지점에 소규모 선회류가 발생하는 것으로 판단된다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 흡입구로 유선이 집중되고 있으며 일부 지역에서 작은 선회류 형성영역이 관측된다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 뒷벽과 수로바닥이 만나는 지점에서 규모가 큰 선회류 형성영역이 나타나고 있으며 동반되는 유속도 작지 않은 것으로 판단된다.



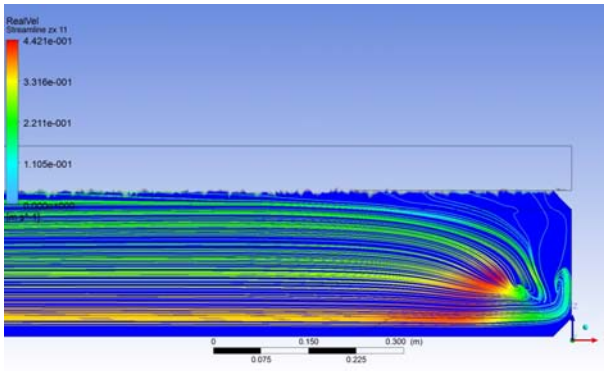
(a) AVD 무설치



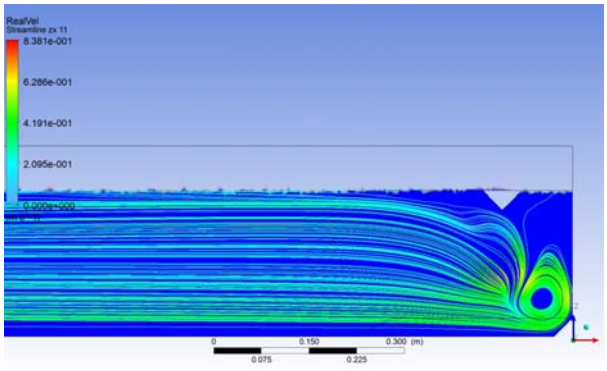
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



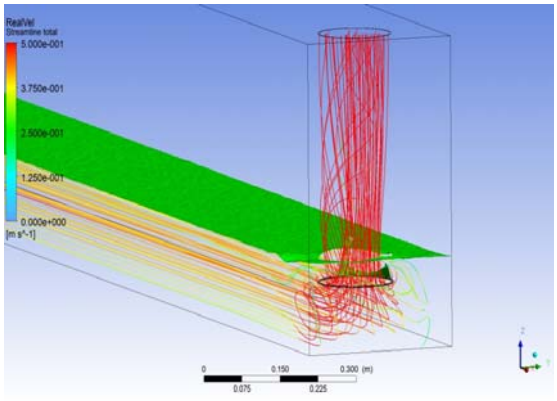
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



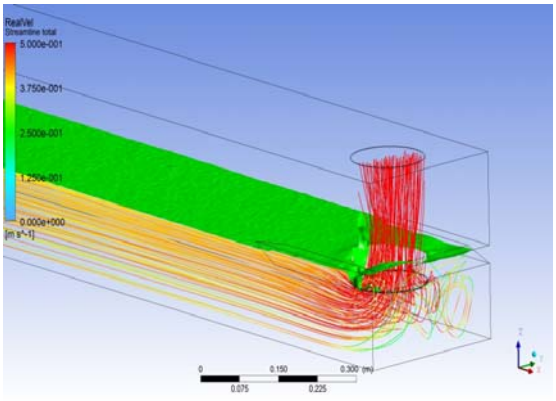
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-110 Floating AVD 추가에 따른 zx평면 유선 및 유속 변화(Case 1, y = 0.050 m)

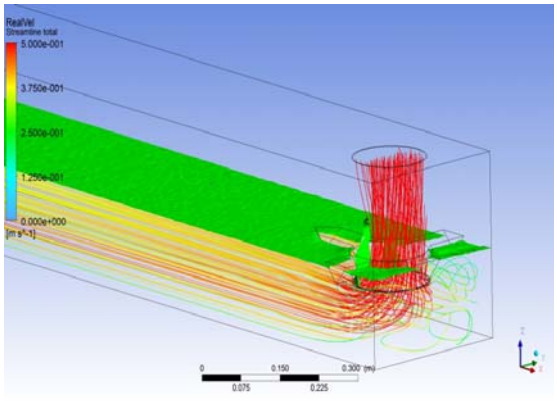
기존 floor cone과 fillet/splitter AVD에서 와류방지효과가 가장 좋은 규격에 부유식 와류방지장치를 추가로 적용하여 빠른 유속과 낮은 수심이 형성되는 경우 와류방지효과를 분석하기 위하여 3차원 수치모의를 수행하였다. 본 절에서 수행에서는 TSJ benchmark test의 흐름조건 3에 대하여 수치모의를 수행하고 유선을 도시한 결과를 다음 그림에 나타내었다. AVD를 설치하기 이전과 비교하여 일반적으로 유입부의 유속은 감소한 것으로 판단되며 흡입관 후면에서 일부 선회류는 형성되지만 강도는 작은 것으로 판단된다. 앞에서 수행한 AVD 규모에 따른 흐름특성변화 모의결과에서 나타난 수면교란은 본 모의결과에서는 나타나지 않고 있다. 이와 같은 결과는 부유식 AVD가 수면의 흐름조건을 안정화시킴으로서 발생하는 효과로 판단된다.



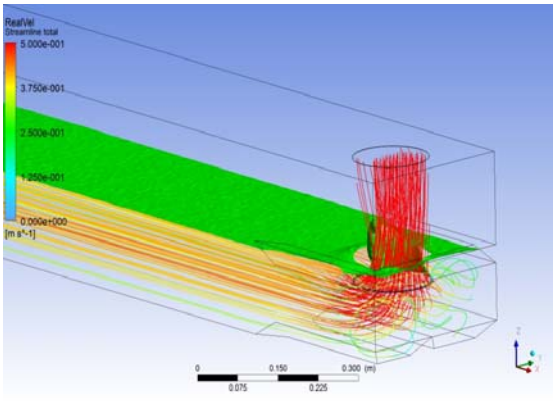
(a) AVD 무설치



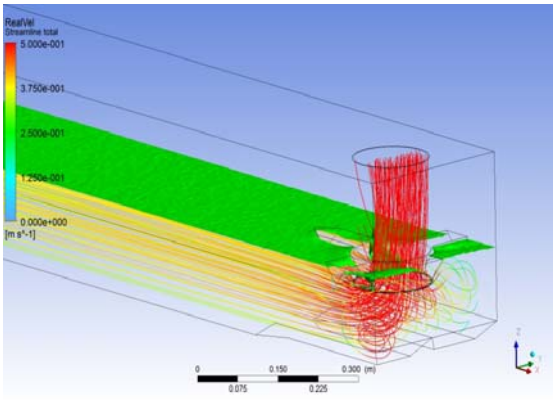
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



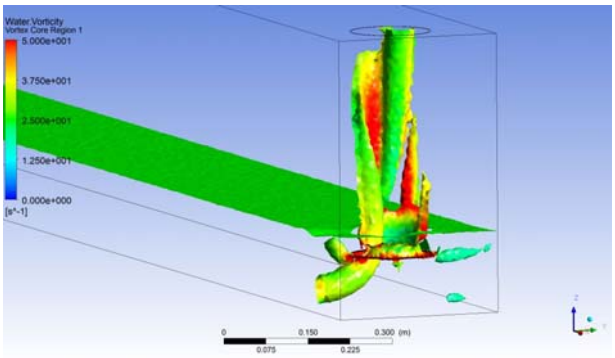
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



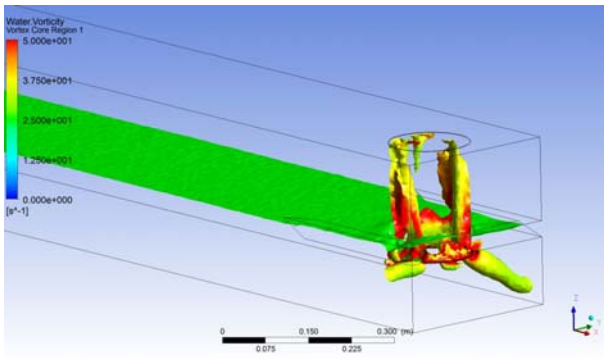
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-111 Floating AVD 추가에 따른 유선변화(Case 3)

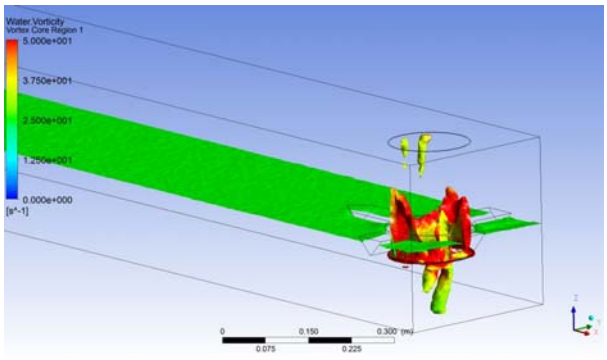
다음 그림은 수치모의를 통하여 도출된 와도를 이용하여 와류형성영역을 가시화하여 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 수로의 우측벽에서 시작된 와류영역이 흡입구 내부로 유입되어 펌프의 운영에 영향을 미칠 수 있을 것으로 판단된다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 수로내의 와류형성영역은 우측과 좌측 벽면에 각각 형성되지만 설치전보다 규모는 감소하고 있다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, 흡입구 하부에서 와류영역이 형성되지만 규모는 작으며 수로벽면과는 이격되어 있다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 수로 뒷벽과 우측벽이 만나는 모서리의 수로부근에서 롸유가 형성되어 관내로 유입되지만 규모는 상당히 감소되었다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 주요한 와류가 수로 뒷벽 및 우측벽이 만나는 모서리 영역에서 형성되어 관내로 유입이 되고 있으며 작은 규모의 와류가 3~4개 추가로 형성됨을 알 수 있다.



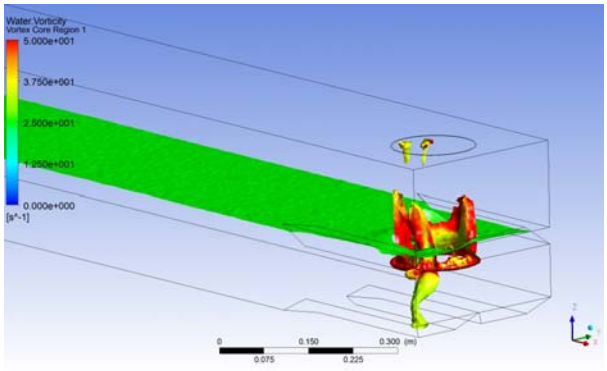
(a) AVD 무설치



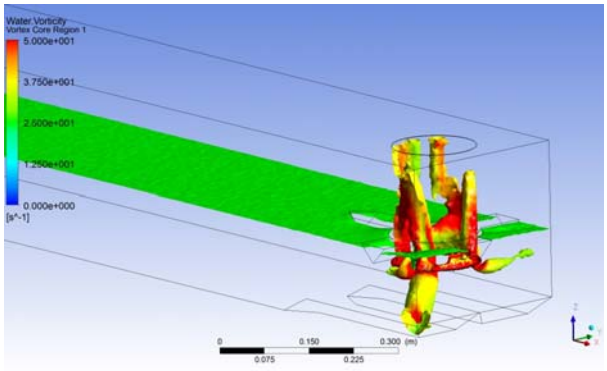
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



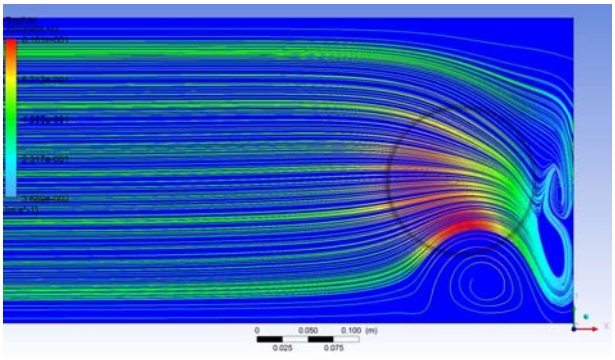
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



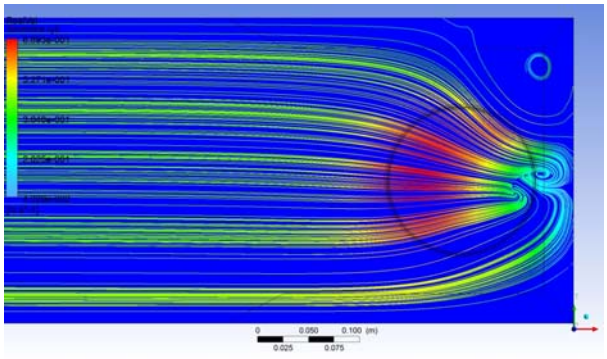
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-112 Floating AVD 추가에 따른 와류형성영역 변화(Case 3)

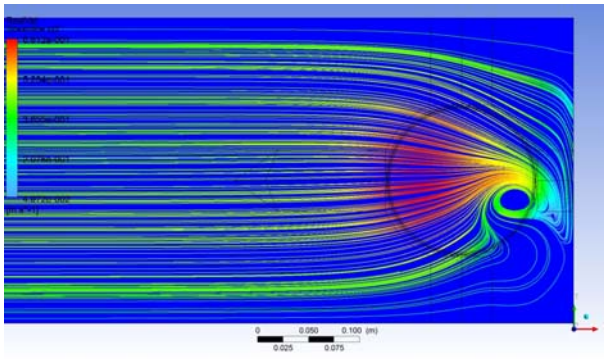
다음 그림은 흡입구의 설치높이와 수로바닥의 중간높이인 z = 0.050 m인 xy평면에서 관찰된 유선 및 유속결과를 비교한 결과이다. AVD를 설치하기 이전에는 흐름이 흡입구를 지나 뒷벽의 중앙부에서 강항 유속을 갖는 선회류가 형성되었다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 유선이 흡입구 하부로 집중되지만 소규모 선회류 영역을 동반하며, 뒷벽과 좌측벽이 만나는 모서리 지점에서 유속이 작은 선회류 영역이 존재한다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, 흡입구 하부에서 강한 유속을 동반하는 선회류 영역이 형성된다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 유입되는 흐름이 흡입구 하부로 집중되고 있으며 선회류는 뒷벽과 우측벽이 만나는 모서리에 형성된다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 유선이 흡입관으로 집중되고 모서리에 형성되는 선회류 영역은 유속이 강하지 않은 것으로 판단된다.



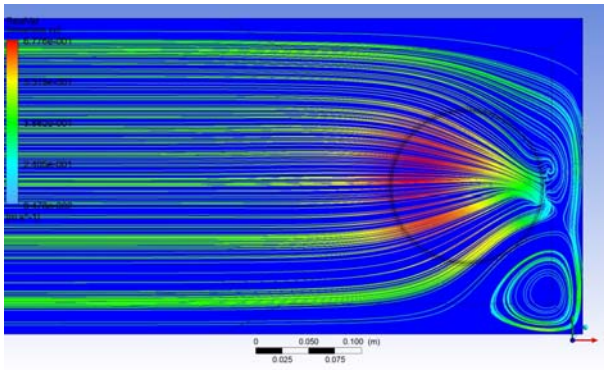
(a) AVD 무설치



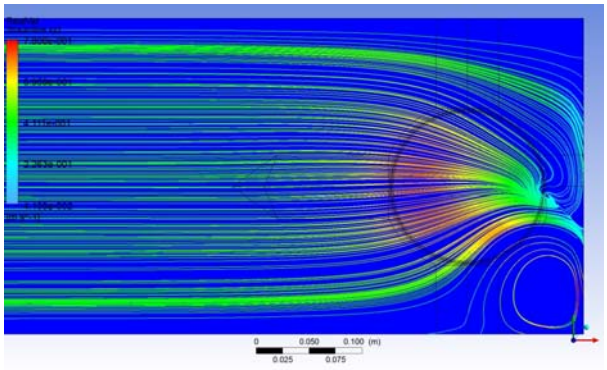
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



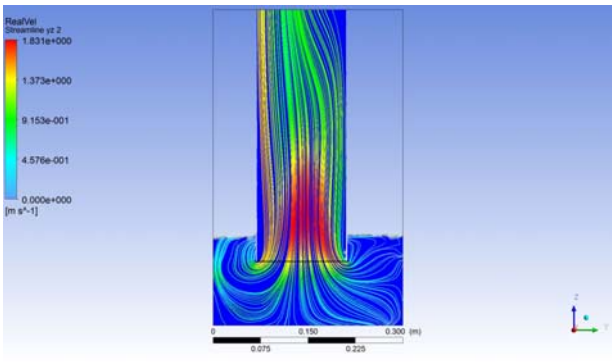
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



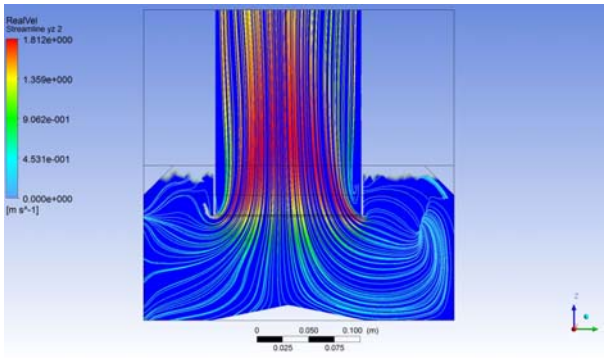
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-113 Floating AVD 추가에 따른 xy평면 유선 및 유속 변화(Case 3, Z=0.050 m)

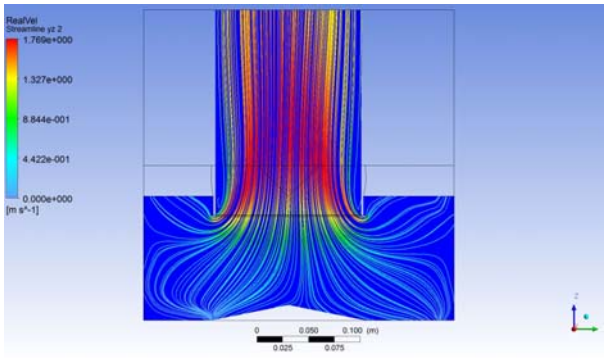
다음 그림은 흡입관 설치위치인 y = - 0.110 m인 지점에서 yz평면상에 수치모의 결과를 도시하고 유속과 유선의 형태를 분석한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 yz평면상에서 선회류 영역이 형성되지 않고 있으며, 유속은 흡입구 인근에서 강하게 형성되는 것으로 나타났다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 수면부의 유선이 완만한 곡선을 형성하여 흡입관으로 유입되도록 유도하고 있으나 floor cone 주면의 흐름은 대칭성을 나타내지 못하고 있다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, AVD가 없는 조건보다 유선이 균등하게 분포하고 있다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 fillet/splitter AVD를 중심으로 흐름의 대칭성이 개선되었다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 중간수심 이상 지역에서 일부 선회류 특성을 갖는 흐름이 나타나지만 동반되는 유속은 강하지 않은 것으로 판단된다.



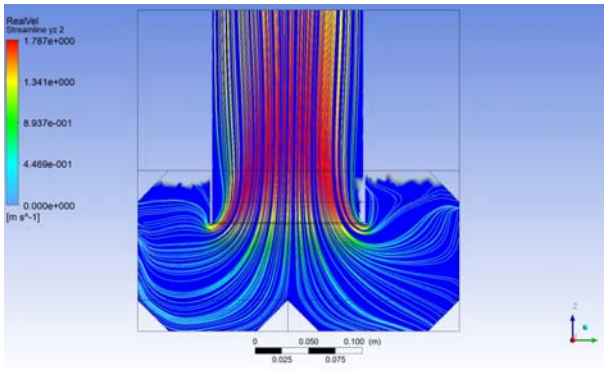
(a) AVD 무설치



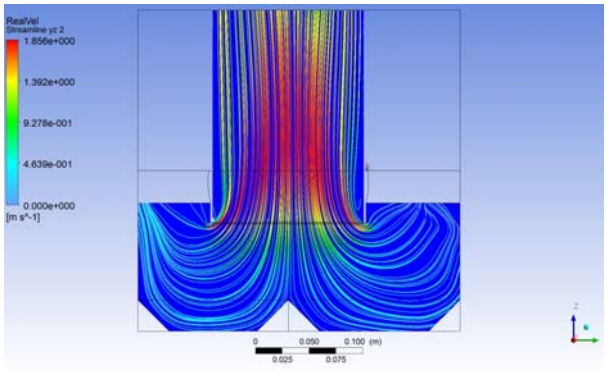
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



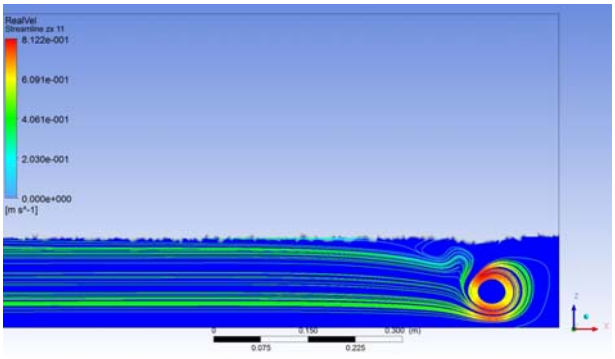
(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



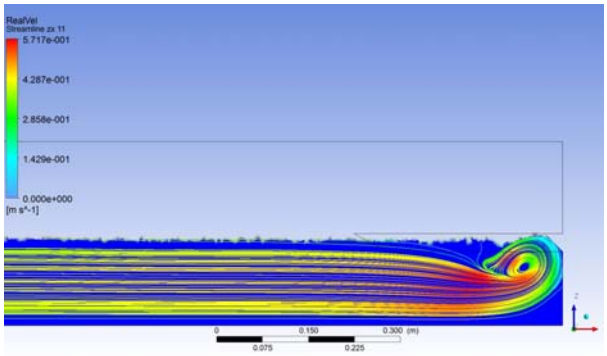
(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-114 Floating AVD 추가에 따른 yz평면 유선 및 유속 변화(Case 3, x = -0.110 m)

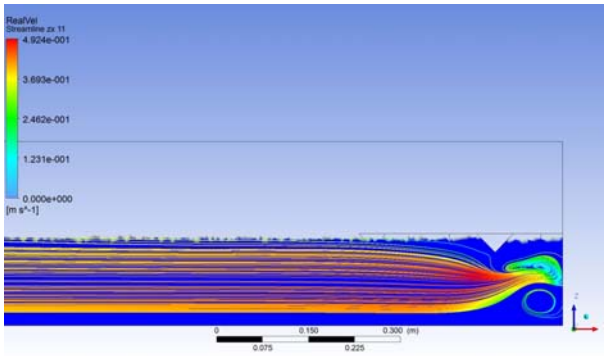
다음 그림은 와류형성영역이 시작되는 우측변면으로부터 0.05m 이격된 지점의 zx평면에 대하여 수치모의결과를 도시하고 비교한 그림이다. AVD가 설치되기 이전에는 흡입구 우측에 빠른 유속을 동반하는 선회류 영역이 흡입구 인근의 수로바닥으로부터 형성되고 있다. Floor cone과 floating fillet AVD를 설치한 경우, 선회류는 뒷벽으로 이동하였지만 수면과 인접한 지점으로 형성되고 있다. Floor cone에 floating cross AVD를 설치한 경우, 뒷벽과 인접한 지점에서 작은 선회류가 2개소 발생하고 있으나 유속은 크지 않은 것으로 판단된다. Fillet/spileer AVD와 floating fillet AVD를 설치한 경우에는 뒷벽과 수로바닥이 만나는 지점에서 규모가 감소한 선회류 영역이 형성되고 있다. Fillet/spileer AVD와 floating cross AVD를 설치한 경우에는 뒷벽과 수로바닥이 만나는 지점에서 규모가 큰 선회류 형성영역이 나타나고 있으며 동반되는 유속도 작지 않은 것으로 판단된다.



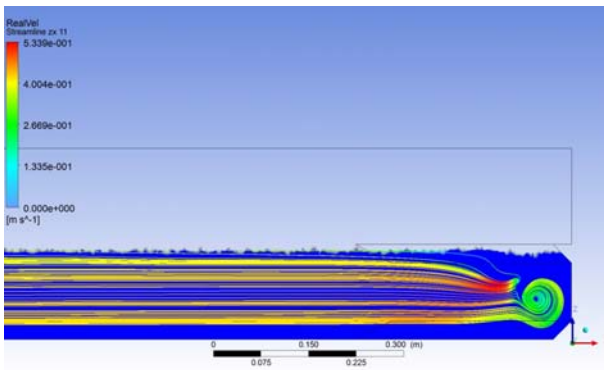
(a) AVD 무설치



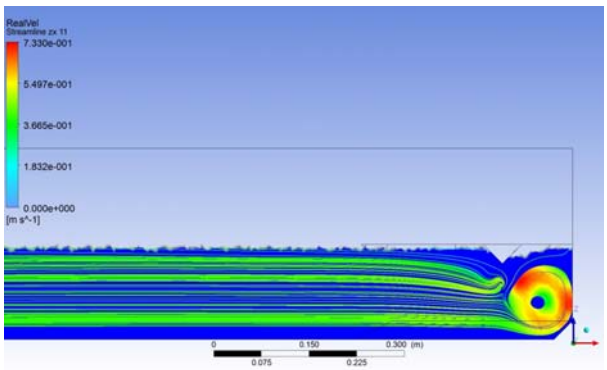
(b) Floor cone과 Floating Fillet AVD



(c) Floor cone과 Floating cross AVD



(d) Fillet/Splitter와 Floating Fillet AVD



(e) Fillet/Splitter와 Floating cross AVD

그림 2-2-115 Floating AVD 추가에 따른 zx평면 유선 및 유속 변화(Case 3, y = 0.050 m)

라) 4차년도 연구수행 결과

(1) 빗물펌프장 고효율/소형화를 위한 형상 검토 및 구조 개선

(가) 빗물펌프장 흡수정 형상 검토

하수도시설기준(한국상하수도협회, 2011)의 제3장 펌프장시설에 명시된 펌프흡수정의 형상 기준에 의하면, 흡입관의 위치는 흡수정 뒷벽으로부터 1.1D 이격되어야 하며 유입부의 경사는 $\theta \leq 45^{\circ}$ 이내가 되도록 규정하고 있다. 이와 같은 기준이 적용된 서울시의 빗물펌프장 설계규격 검토를 위하여 빗물펌프장 45개소의 형상을 검토한 결과, 유입부의 최소 경사는 시설기준을 만족하여 최소 45° 를 유지하고 있으나, 시설이 설치된 지역적 특성을 고려하여 평균 H/V = $1/1.87$, 최대 H/V = $1/8.00$의 유입부 경사를 갖고 있는 것을 확인하였다. 흡수정 후면으로부터 이격거리는 1.1D를 만족하지 못하는 시설이 다수 있었으나, 이격거리에 대한 기준을 충족시키고 흡입관 후면에서 발생하는 와류를 방지하기 위하여 칸막이 형태의 와류방지시설을 추가로 반영하고 있음을 확인할 수 있었다. 또한, 흡수정의 규격을 결정함에 있어서 중요한 요소인 흡수정 폭은 시설기준을 최소로 충족할 수 있도록 계획하여 다수의 흡수정을 펌프장 시설에 반영하고 있음을 확인할 수 있었다. 이와 같은 기존 시설물 설계기준을 분석한 결과, 서울시내의 빗물펌프장은 유입부 경사 H/V = $1/2.00$, 흡입구 관경 D = 1,300 ㎜, 토출량 240 m^3/min 흡수정 길이 9.00 m로 계획하고 있음을 확인할 수 있었다. 이와 같은 분석결과를 바탕으로 빗물펌프장 구조 개선을 위하여 유입부 경사 및 흡입관 이격거리에 대하여 다양한 조건을 고려하여 수치모의를 수행하고 흡수정 내의 흐름특성 변화를 분석하였다.

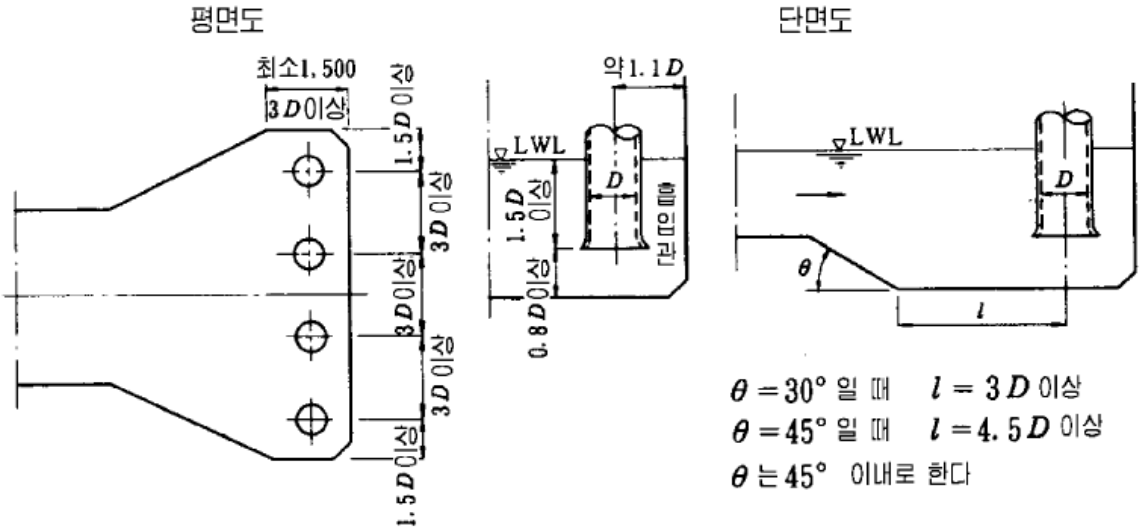
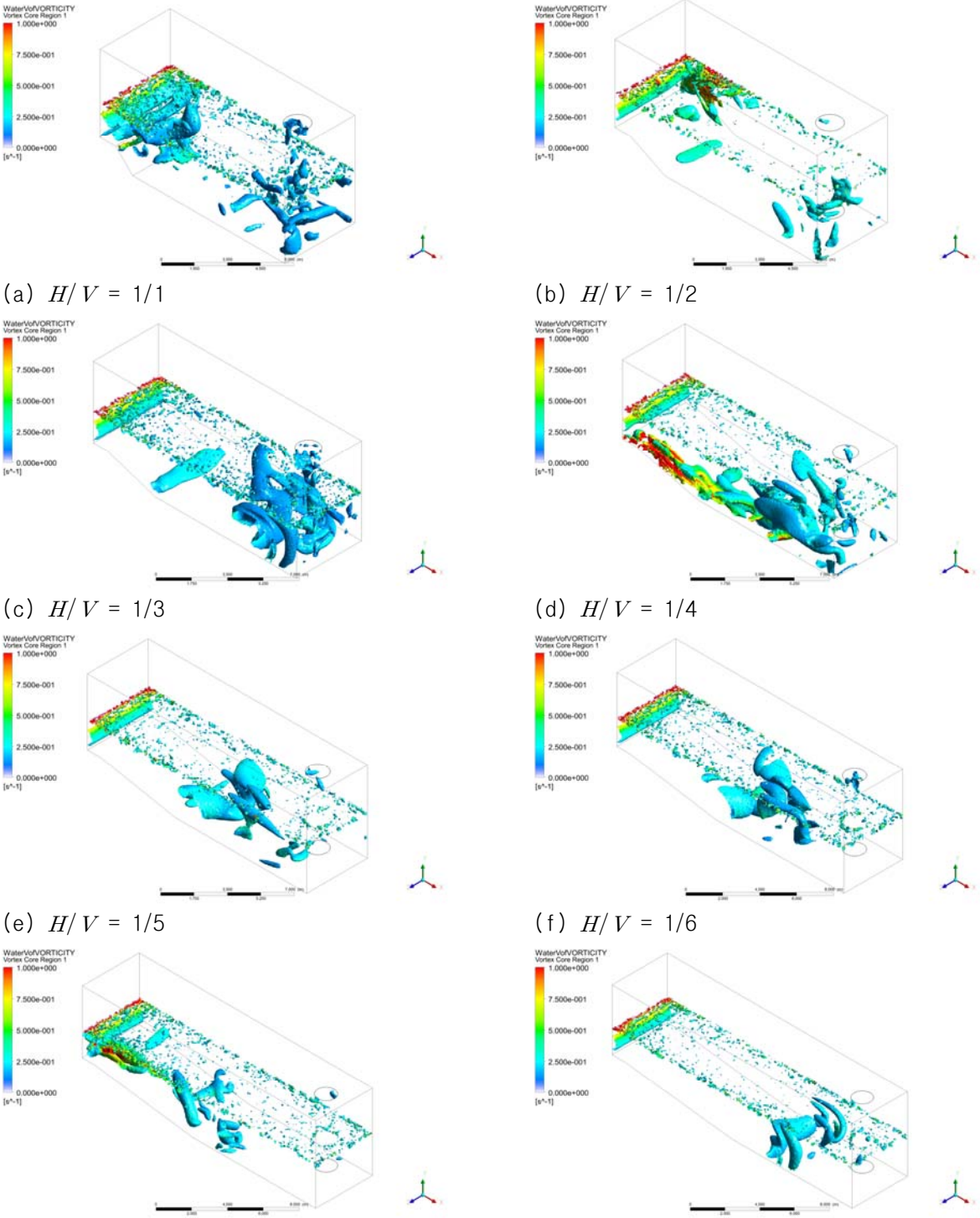


그림 2-2-116 흡수정 시설기준(한국상하수도협회, 2011)

(나) 빗물펌프장 흡수정 형상 구조개선을 위한 수치모의

① 흡수정 유입부 경사에 따른 흐름특성 분석

빗물펌프장 형상 검토결과, 기존 시설은 하수도시설기준(한국상하수도협회, 2011)의 최소기준을 만족하고 있으나, 시설물이 설치된 지형의 특성 때문에 넓은 범위의 유입부 경사를 나타내고 있다. 이에 유입부 경사 H/V = $1/1$~H/V = $1/8$까지의 범위에 대하여 8가지 조건을 적용하여 수치모의를 수행하고 각 조건에 의한 흐름을 구현하였다. 흡수정 내의 수로길이는 9.0 m 이고 토출량은 240 m^3/min, 유입수심은 흡입관경 D = 1,300 ㎜의 2.3배에 해당하는 3.0 m를 적용하였다. 그림 2-2-2는 3차원 수치모의를 통하여 분석한 유입부 경사에 따른 흡수정 내 흐름특성 중 와류형성영역을 분석한 결과이다. 와류형성영역 분석결과 유입부 경사가 완만해질수록 유입부에서 형성되는 와류영역은 저감되고 있음을 확인할 수 있다.



(a) H/V = 1/1 (b) H/V = 1/2

(c) H/V = 1/3 (d) H/V = 1/4

(e) H/V = 1/5 (f) H/V = 1/6

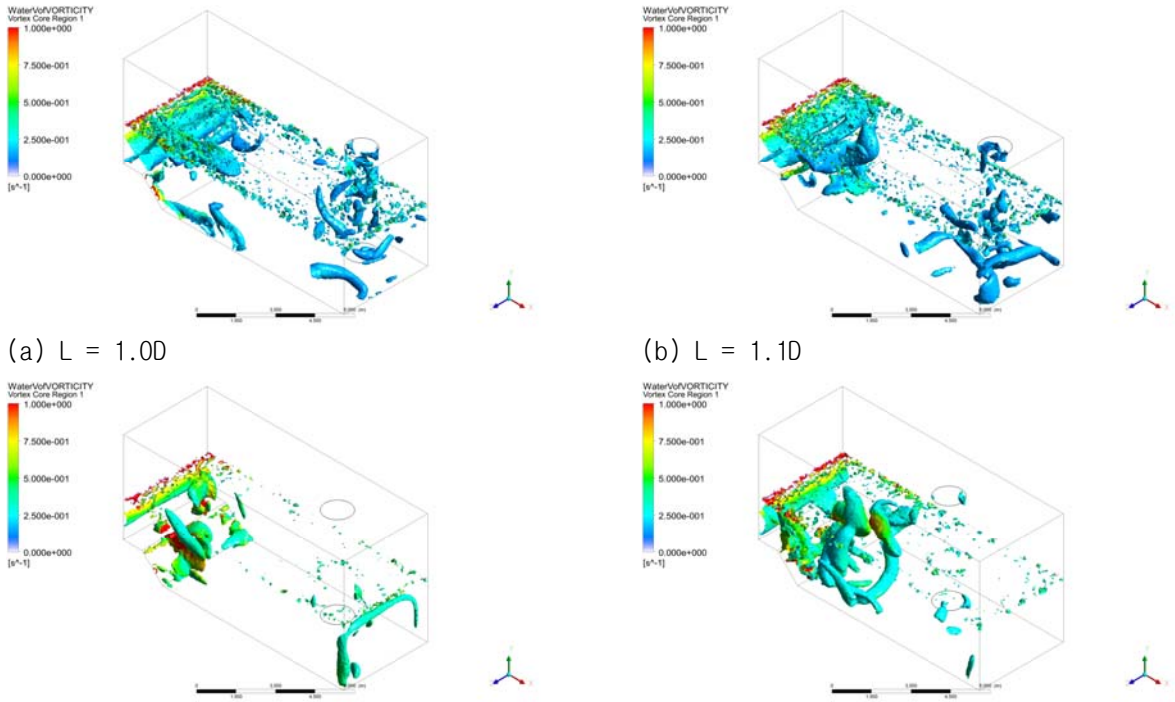
(g) H/V = 1/7 (h) H/V = 1/8

그림 2-2-117 흡수정 유입부 경사에 따른 흡수정내 흐름특성 3차원 모의결과

② 흡수정 유입부 경사에 따른 흐름특성 분석

빗물펌프장 규격검토를 위하여 흡입관과 흡수정 벽면의 이격거리에 의한 흐름특성을 3차원 수치모의를 통하여 구현하고 흐름특성변화를 분석하였다. 흡수정 수로의 규격은 유입부에 따른 수치모의 조건과 동일하고, 유입부 경사는 최소경사인 H/V = 1/1을 적용하였다. 흡입관 및 흡수정 벽면 이격거리는 하수도시설기준에 명시되어 있는 L = 1.1D와 설계조건을 적용하기 편리한 L = 1.0, 2.0, 3.0D를 적용하여 수치모의를 수행하였다. 그림 2-2-3은 각 조건의 수치모의결과에 대하여 와류형성영역을

가시화한 그림이다. 이격거리 L이 길어질수록 흡입관 후변에서 형성된느 와류형성영역은 감소하고 있는 것으로 나타난다.

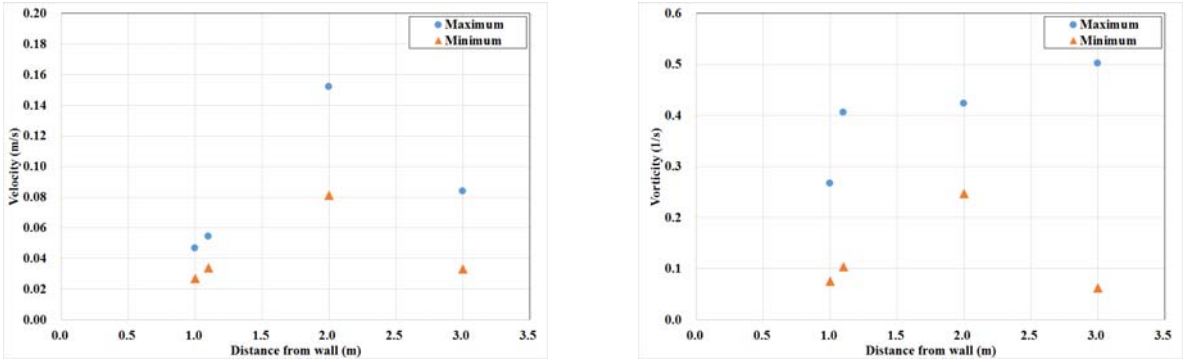


(a) L = 1.0D (b) L = 1.1D

(c) L = 2.0D (d) L = 3.0D

그림 2-2-118 흡입관과 흡수정 벽면 이격거리 L에 따른 흐름특성 3차원 모의결과

이격거리 L에 의한 흐름특성에 대한 정량적 분석을 위하여 유입흐름 방향에 대하여 최고유속 및 와도를 추출하여 결과를 비교하였다. 이격거리 L이 짧은 수록 흡수정 내에서 안정적인 흐름결과를 도출하므로 이격거리는 최소로 설계하는 것이 타당한 것으로 판단된다.



(a) Velocity magnitude (b) Vorticity

그림 2-2-119 흡입관과 흡수정 벽면 이격거리 L에 따른 흐름특성 분석결과

(다) 자유수면와류 발생 형태에 따른 펌프 흡입부 주변 흐름특성 분석

펌프 흡입부 내 자유표면와류 발생에 대한 기존 연구들에서는 미국 펌프장 설계기준(Hydraulic Institute, 1998)을 비롯하여 그림 1과 같이 자유표면와류 발생 형태에 대한 분류는 되어 있지만, 실제 자유표면와류 발생 형태에 대한 펌프 흡입부 내 정량적인 유속분포와 와류 강도 변화에 대한 연구가 부족하여 펌프 배수효율 증대를 위한 와류저감장치 개발 및 적용에 어려움이 있다. 이에 본 연구에서는

자유표면와류 발생 형태별 펌프 흡입부 내 유속분포와 와류 강도를 제시하기 위해 노출영상을 이용한 흐름가시화 기법과 PIV(Particle Image Velocimetry) 기법을 이용한 실험 연구를 수행하였다.

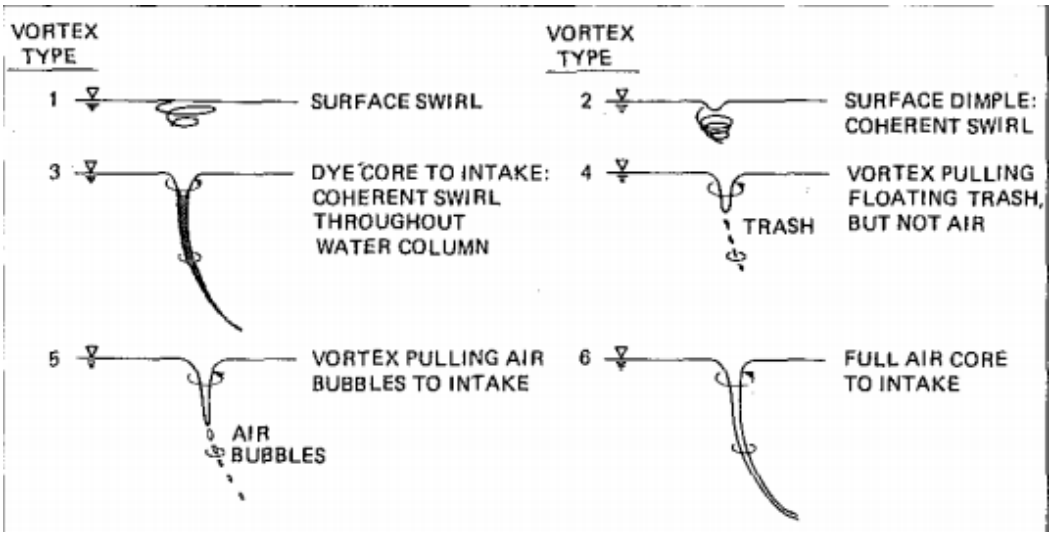
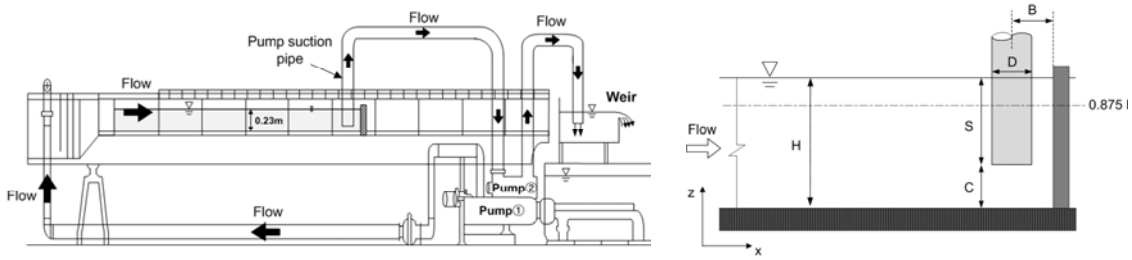


그림 2-2-120 자유수면와류 발생 형태에 따른 분류(Padmanabhan and Hecker, 1984)

본 연구에서는 펌프 흡입부 내 와류 발생을 정량적으로 분석하기 위해 그림 2(a)와 같이 총 길이 10 m, 수로 폭 0.3 m, 수로 높이 0.3 m인 투명한 유리로 제작된 직사각형 단면의 실험수로에서 실험을 수행하였다. 또한 흡입부 제원은 다음 그림과 같이 흡입관 외경 지름(D)이 0.09 m이고, 흡입관과 뒷벽사이의 거리는 1.1 D로 설치하였고, PIV를 이용한 펌프 흡입부 주변 유속측정은 바닥으로부터 수심의 0.875 위치의 xy 평면을 촬영하여 분석하였다.

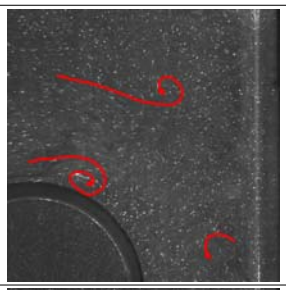
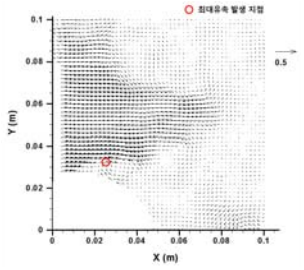
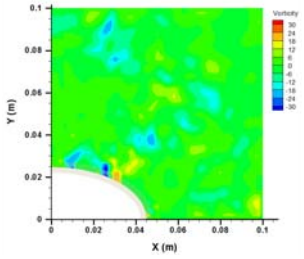
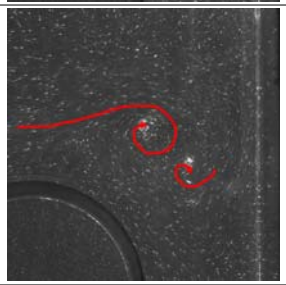
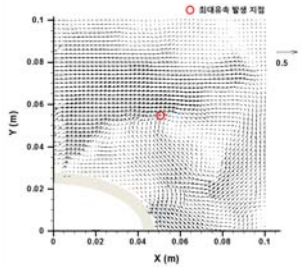
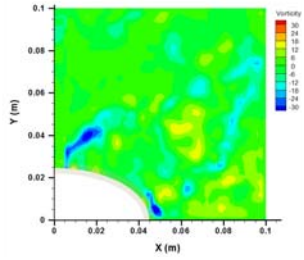
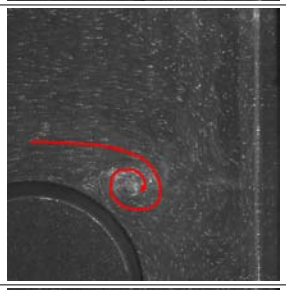
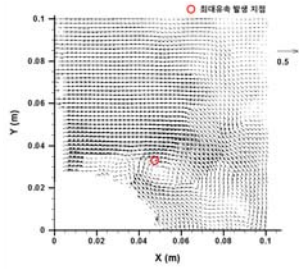
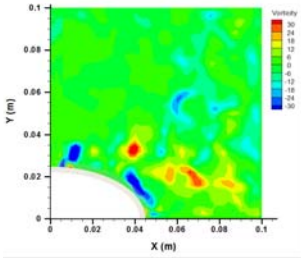
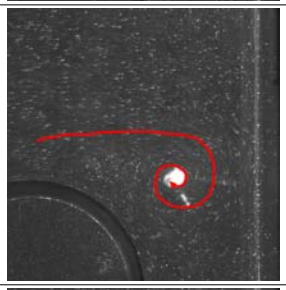
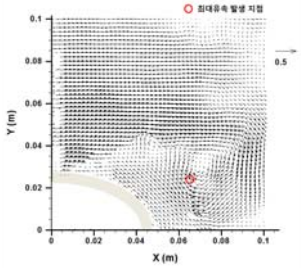
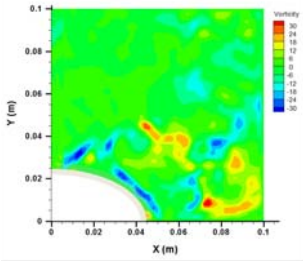
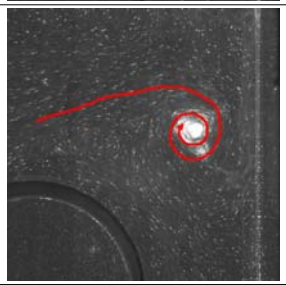
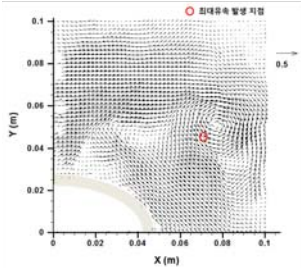
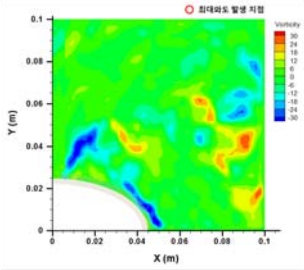
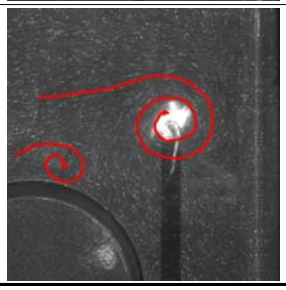
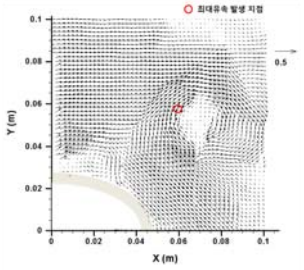
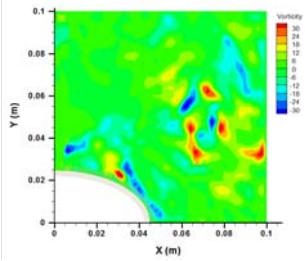


(a) 실험수로 (b) PIV 유속 측정 단면

그림 2-2-121 실험수로 및 PIV 유속 측정 단면

자유표면와류 발생 형태별 흐름특성 측정 결과 Type 1에서 Type 6로 와류가 발달함에 다라 흡입관으로 공기가 유입되었고, 유속과 와도가 증가하는 경향을 나타냈고, 펌프에 공기가 유입되어 효율에 직접적으로 영향을 미치는 Type 6의 경우 와도가 35/sec 이상 나타나는 것을 확인하였다.

표 2-2-8 자유표면와류 발생 형태별 흐름특성 측정 결과

구분	흐름가시화	유속 분포	와도 분포
Type 1			
Type 2			
Type 3			
Type 4			
Type 5			
Type 6			

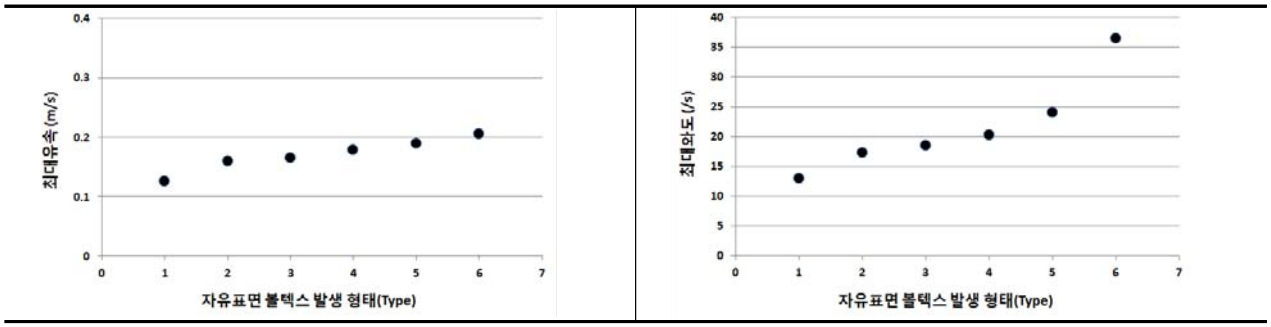
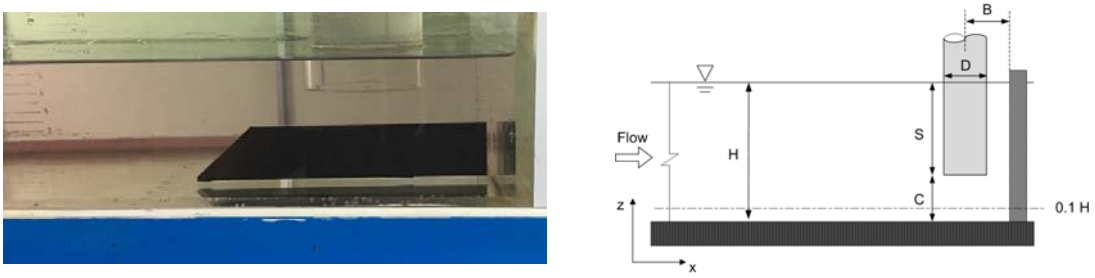


그림 2-2-122 자유표면와류 발생 형태별 흐름특성 변화 분석 결과

(라) Floor splitter plate의 높이 변화에 따른 흐름특성 개선 효과 분석

펌프 흡입부 내 수중와류 발생에 따른 효율 저감 대책으로 그림 4(a)와 같은 Floor splitter plate 형태의 와류발생 저감장치의 높이 변화에 따른 펌프 흡입부 내 흐름개선 효과를 검토 실험 연구를 수행하였다. Floor splitter plate의 높이는 흡입관 직경의 1/3배, 1/2배, 2/3배로 변화시켰으며, 그림 4(b)와 같이 바닥으로부터 수심의 0.1 위치의 xy 평면을 촬영한 영상을 이용하여 흐름가시화와 PIV기법을 이용한 유속 측정 실험을 수행하였다. 실험 결과 Floor splitter plate의 높이가 증가함에 따라 최대유속과 최대와도가 감소하였으며, 높이가 2/3D인 경우 와류저감 효과가 큰 것으로 나타났다.



(a) Floor splitter plate 설치 모습

(b) PIV 유속 측정 위치

그림 2-2-123 Floor splitter plate 및 PIV 유속 측정 단면

표 2-2-9 Floor splitter plate 높이 변화에 따른 흐름특성 측정 결과

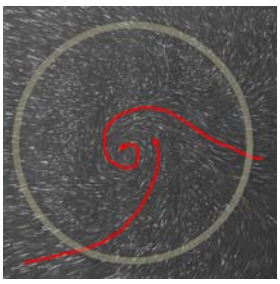
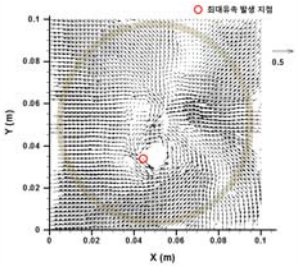
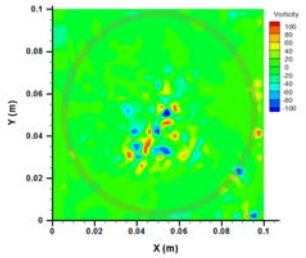
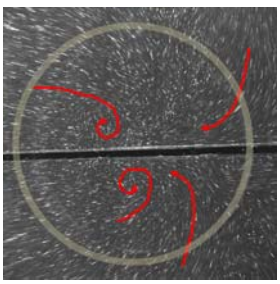
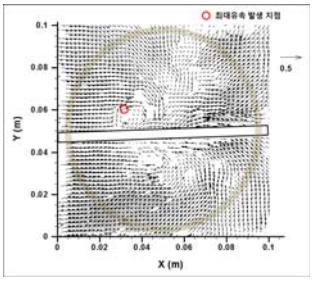
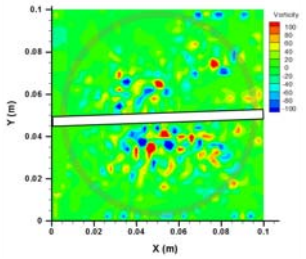
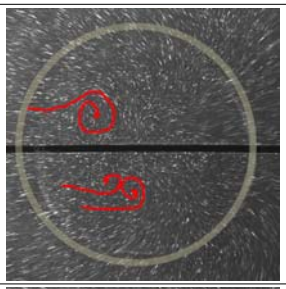
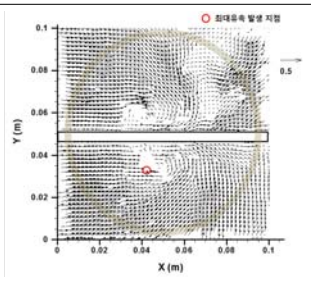
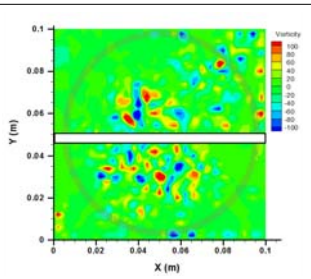
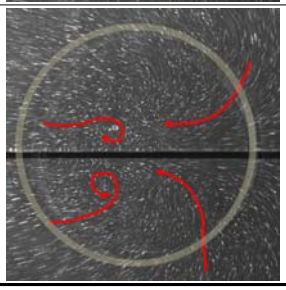
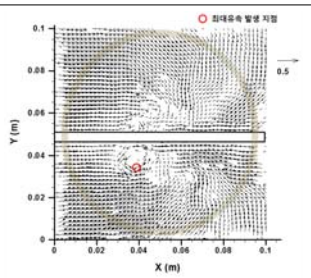
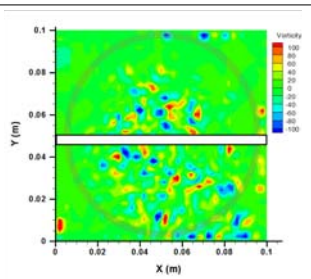
구분	흐름가시화	유속 분포	와도 분포
설치 전			
H=1/3D			

표 2-2-9 Floor splitter plate 높이 변화에 따른 흐름특성 측정 결과 (계속)

구분	흐름가시화	유속 분포	와도 분포
H=1/2D			
H=2/3D			

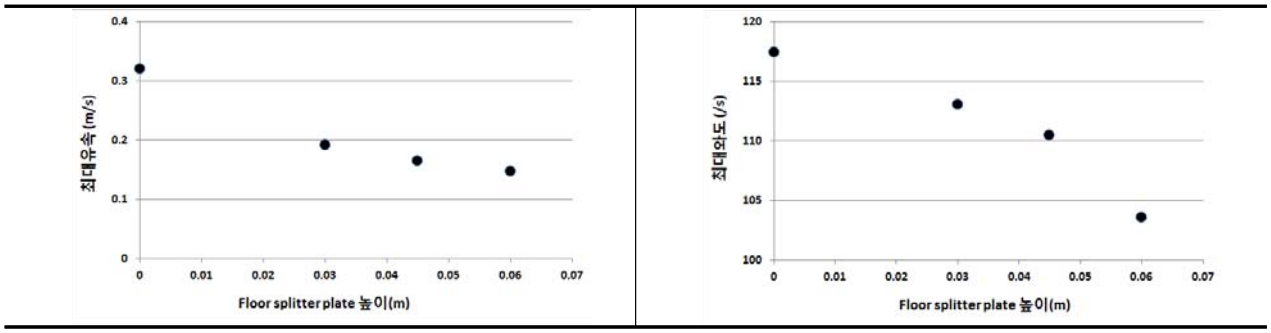
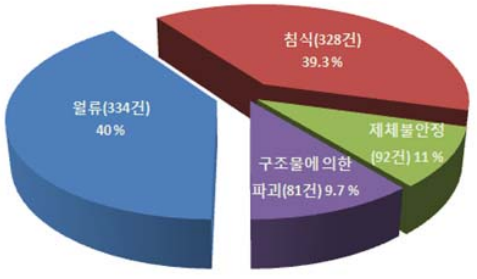


그림 2-2-124 Floor splitter plate 높이 변화에 따른 흐름특성 변화 분석 결과

(2) 유출부 주변 제방 안정성 강화기법

제방붕괴를 조사하여 유형별로 분석한 결과(한국건설기술연구원, 2013)에 의하면, 배수문 및 제수문 등의 내수배제시설 유출부 주변에서 발생하는 제방붕괴는 전체 제방붕괴의 9.7%에 해당하며, 원인별로 구반하여 누수에 의한 제방붕괴 중에서 유출부 주변에서 발생하는 피해는 전체 20.5%를 차지한다. 하천의 계획홍수량을 상회하는 홍수가 발생하여 발생하는 월류를 제외하면 침식이 제방피해의 가장 큰 비중을 차지한다. 이와 같은 제방에 발생하는 문제점을 대비하여 내수배제시설 유출부의 제방을 강화하기 위해서는 제방의 침식과 누수에 대한 대응방안 수립이 필요하다.



(a) 제방붕괴 원인 분석결과



(b) 유출부 주변 제방붕괴 복구공사

그림 2-2-125 유출부 주변 제방붕괴 분석 결과

제방의 세굴을 보호하기 위해서는 강한 유속으로부터 사면의 토사가 이탈하는 것을 방지하기 위하여 보호공을 설치하도록 한다. 일반적으로 유속이 강한 구간의 제방에는 사석, 블록 등의 호안공을 설치하고 있으나, 홍수시 유실되어 피해가 발생하게 되므로, 홍수시 긴급복구 또는 보강을 통한 제방 안정성을 확보할 필요가 있다. 홍수시 제방안정성을 확보하기 위하여 긴급복구방안으로 적용될 수 있는 기법으로는 지오백 세굴보호공 기법이 있다. 토목섬유로 만든 주머니(geobag) 속에 골재를 채워 하상 및 제방 세굴이 발생한 지점에 일정범위 포설하여 하상을 보호하는 공법이 지오백 세굴보호공법이다. 기존에 설치되어 있는 호안공의 내구성을 향상시켜 제방 안정성을 향상시킬 수 있는 공법으로는 사석 그라우팅 공법이 있다. 사석 그라우팅은 흐름에 대한 저항력을 확보하면서도 굴요성이 유지될 수 있도록 사석의 일부에 그라우팅재료를 이용하여 보강하는 공법이다. 시멘트 재료를 사석 사이에 주입하여 보강하여 결속력을 강화함으로써 하상을 세굴로부터 보호할 수 있으므로 사석보호공의 크기, 두께 등의 증가가 용이하지 않은 지점의 하상보호공 보강에 용이하게 적용될 수 있다.



(a) 지오백을 이용한 제방보강



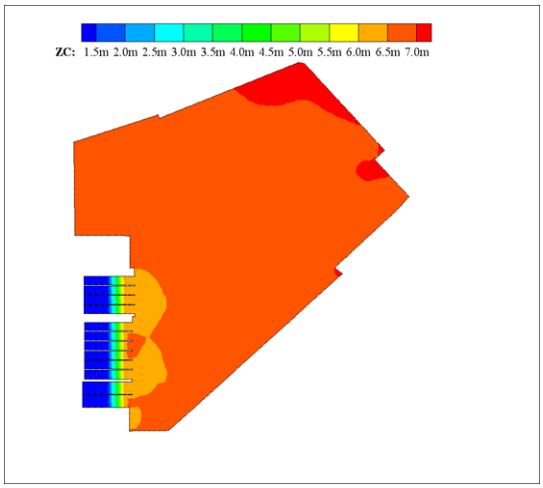
(b) 그라우팅된 사석

그림 2-2-126 유출부 주변 제방 안정성 강화 기법

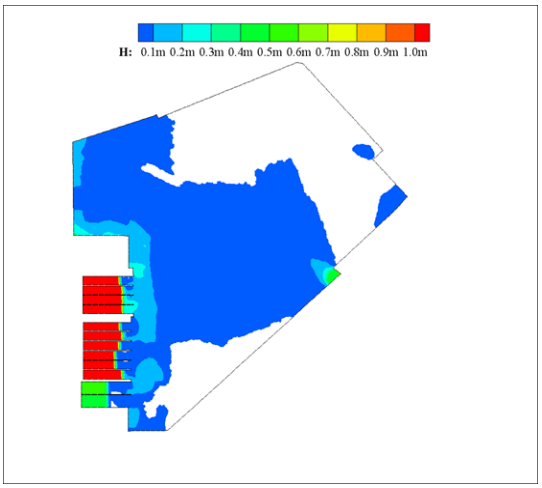
(3) 다수의 펌프 운영 시 흡입부 흐름특성 분석

빗물펌프장 내에는 배수분구의 계획홍수량을 상회하는 우량을 안전하게 배제하기 위하여 다수의 펌프와 흡수정이 설치된다. 각 펌프는 유수지 내의 수위변화를 고려하여 운영되며, 이에 따라서 유수지 내의 유수를 안전하게 배출하도록 설계된다. 그러나, 유수지는 지형 또는 시설물 배치를 고려하지 않고 유입수문곡선과 펌프장의 토출능력을 비교하여 저류를 목적으로 설계된다. 본 연구에서는 유수지를 포함한 빗물펌프장 내의 우수유입과 토출 등에 의한 흐름을 펌프장 조건을 고려하여 2차원 수치모의를 통하여 구현하고 분석하였다. 본 과업의 시험유역인 도림천 유역내의 대림3빗물펌프장의 유수지와 빗물펌프 흡수정을 수치모의 지형으로 구현하고, 계획유량을 반영하여 2차원 수치모의를 수행하였으며 빗물펌프는 시설물 운영조건을 고려하여 가동수위에 도달하면 유수가 배출되도록 하였다.

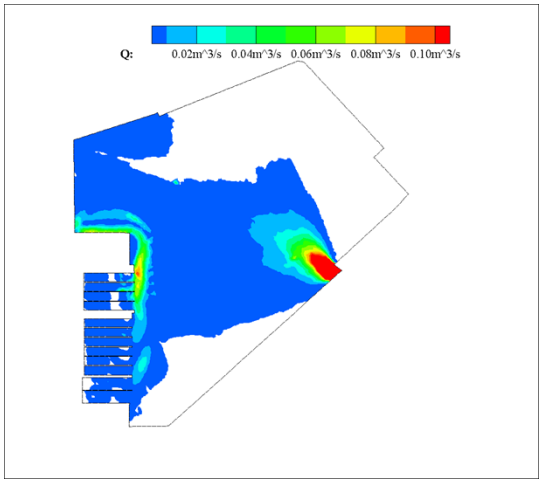
다음 그림은 우수가 유입되기 시작한지 10분 후의 대림3빗물펌프장 유수지내의 흐름을 수치모의한 결과이다. 우수는 아래 그림과 같이 유수지 동남측에서 유입되고 흡수정이 있는 서쪽 방향으로 주 흐름이 진행되어 북측 및 남측의 일부 지점을 우수저류에 효과적으로 기여하지 못하고 있음을 확인할 수 있다. 유량분포 분석결과, 우수관으로부터 저류지에 유입된 흐름은 유입유속의 영향으로 북서쪽으로 주로 진행되다 다시 흡수정 쪽으로 방향을 바꾸어 흡수정으로 유입된 후에 배출되는 것을 확인할 수 있다. 흡수정 부근의 흐름을 상세히 분석하기 위하여 x방향 및 y방향 유속을 이용하여 벡터도를 흡수정으로 유입되는 흐름은 북쪽에서 남쪽으로 형성되어 흡수정에 유입되므로 흡수정 내에서도 흐름방향에 의한 영향으로 유입수심이 일정하게 유지되지 않고 있음을 확인할 수 있다.



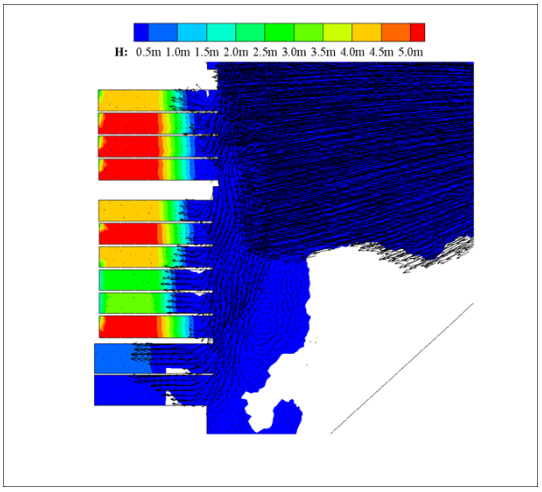
(a) 대림3빗물펌프장 유수지 수치모의 지형



(b) 수심분포 수치모의 결과 (t = 10 min)



(c) 유량분포 수치모의 결과 (t = 10 min)



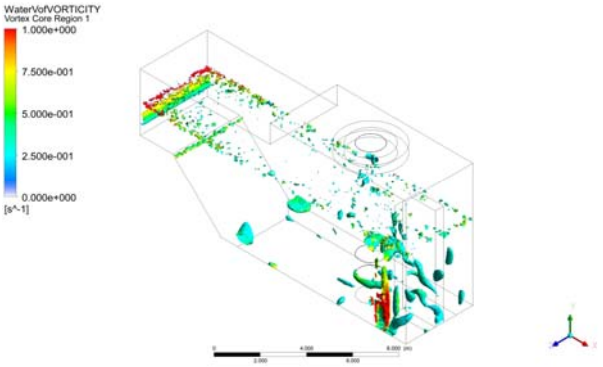
(d) 흡수정 주변 유속벡터도 (t = 10 min)

그림 2-2-127 다수의 흡수정을 갖는 대림3빗물펌프장 흐름모의 결과

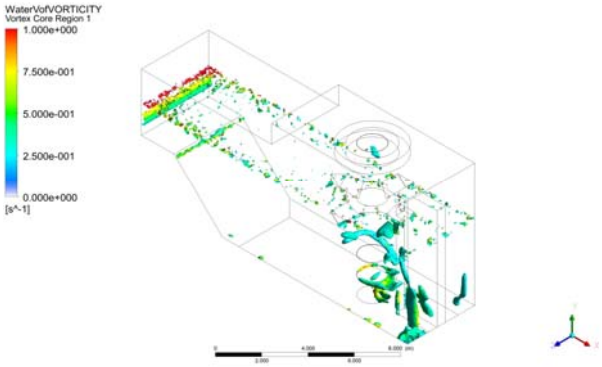
(4) 펌프 흡입부 난류 방지를 위한 구조 개선

빗물펌프장의 흡입부는 홍수시 변화하는 유입유량 및 하천수위의 영향을 받아 일정하지 않은 운전조건에서 안정적인 흐름을 구현하여야 한다. 빗물펌프장의 토출성능을 유지하기 위해서는 흡수정 내에서 발생하는 와류를 지속적으로 억제할 수 있는 시설의 도입이 필요하다. 이와 같이 내외수 수위변화에 따른 운전조건변화에 맞추어 지속적으로 와류방지성능을 구현하기 위하여 본 연구에서는 부유식 와류방지장치를 개발하였다. 부유식 와류방지장치의 성능을 검증하기 위하여 도림천 유역의 신도림, 신림2 빗물펌프장에 개발한 시설설치를 가정하여 3차원 수치모의를 수행하고 그 성능구현을 분석하였다. 와류방지장치의 설치로 인한 흐름특성 개선효과가 토출량 증가에 미치는 영향을 분석하기 위하여 계획토출량 110%의 흐름조건을 수치지형으로 적용하였다. 또한, 흐름조건의 변화에도 지속적으로 와류방지성능 구현이 가능한지 여부를 검토하기 위하여 유입수심조건을 L.W.L~H.W.L의 범위 내에서 수치모의를 수행하고 그 결과를 분석하였다.

다음 그림은 신도림 빗물펌프장의 계획토출량 110%의 유량을 적용하여 L.W.L과 H.W.L의 중간수위를 갖는 조건을 적용하여 모의한 3차원 수치모의결과의 와류형성영역을 비교한 그림이다. 흡입관 주변의 와류형성영역이 감소하고 와류강도가 저감되고 있음을 확인할 수 있다. 흐름특성 변화를 정량적으로 분석한 결과, 유입부에서는 와도가 증가하지만 흡수정 수로 내에서는 유속 및 와도가 저감되어 흐름특성이 개선된 결과를 확인할 수 있다.

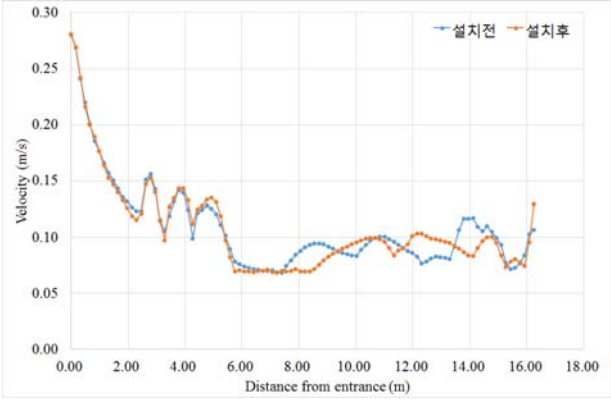


(a) 부유식 와류방지장치 설치전

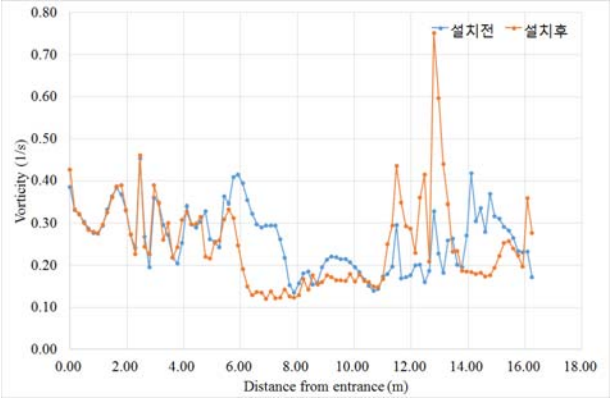


(b) 부유식 와류방지장치 설치후

그림 2-2-128 부유식 와류방지장치 설치에 의한 흐름특성 개선(신도림 빗물펌프장) - 유량 110%



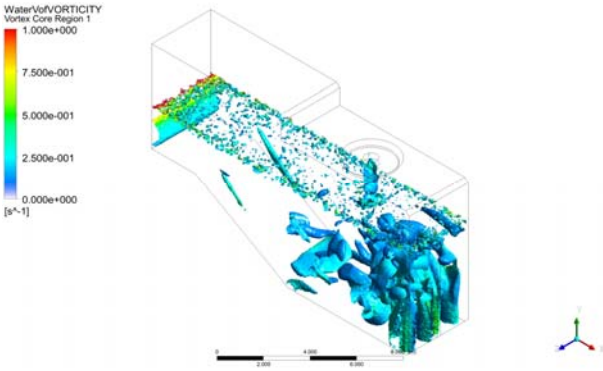
(a) 유속분포



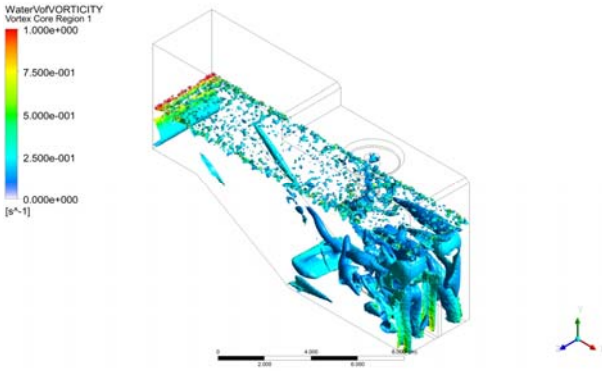
(b) 와류강도

그림 2-2-129 신도림 빗물펌프장에 설치한 부유식 와류방지장치 성능 분석 결과 - 유량 110%

다음 그림은 신림2 빗물펌프장의 계획토출량 110%의 유량을 적용하여 L.W.L과 H.W.L의 중간 수위를 갖는 조건을 적용하여 모의한 3차원 수치모의결과의 와류형성영역을 비교한 그림이다. 흐름특성 변화를 정량적으로 분석한 결과, 흡수정 내의 유속은 큰 변화 없이 흡입구 주변의 와도가 저감하고 있음을 확인할 수 있다.

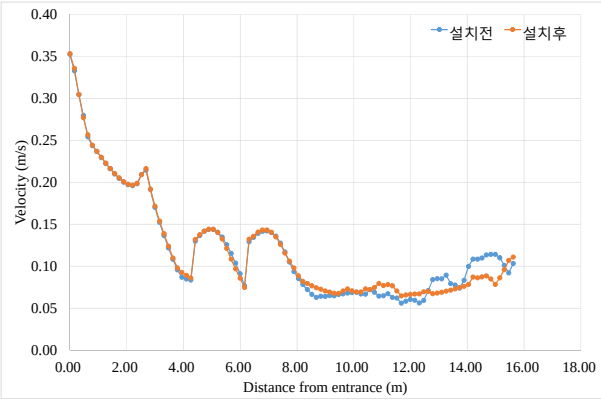


(a) 부유식 와류방지장치 설치전

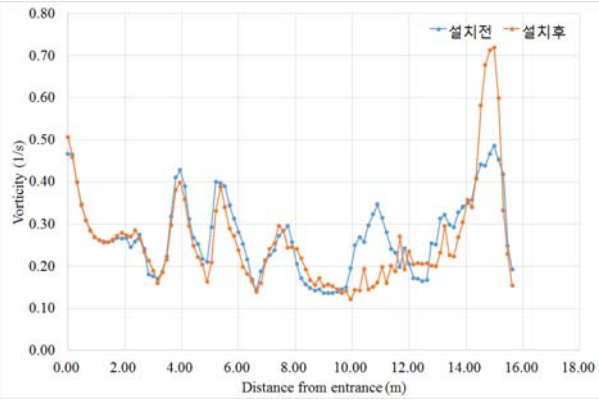


(b) 부유식 와류방지장치 설치후

그림 2-2-130 부유식 와류방지장치 설치에 의한 흐름특성 개선(신림2빗물펌프장) - 유량 110%



(a) 유속분포

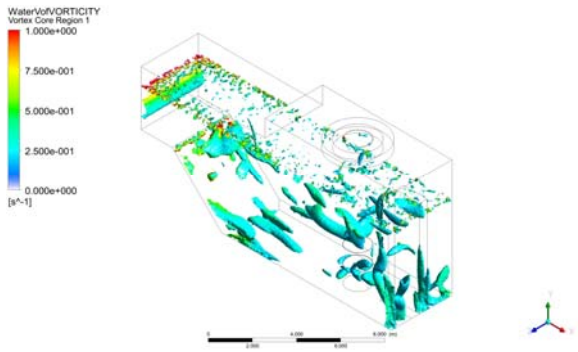


(b) 와류강도

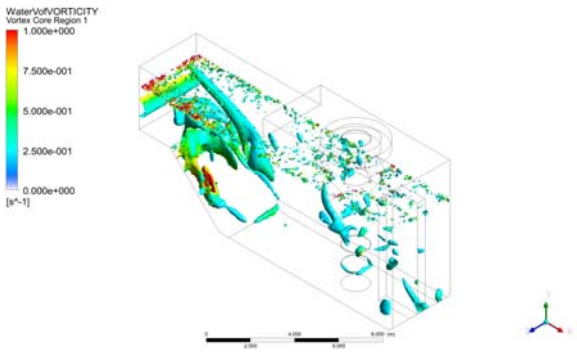
그림 2-2-131 신림2빗물펌프장에 설치한 부유식 와류방지장치 성능 분석 결과 - 유량 110%

(5) 흡수정 소형화를 위한 설계방안

부유식 와류방지장치 적용에 따른 소형화 설계방안을 검토하기 위해 신도림 빗물펌프장과 신림 2 빗물펌프장에 부유식 와류방지장치를 설치한 후 흡수정 소형화(폭 10% 감소)에 따른 영향을 수치모의 결과를 통해 검토했다. 다음 그림은 신도림 빗물펌프장의 흡수정 폭을 10% 감소한 지형에 계획토출량을 적용한 수치모의 결과이다. 와류방지장치 설치에 의하여 와류형성영역이 흡수정 유입경사에서 증가하지만, 흡입관 주변의 와류영역은 감소하고 그 강도도 저감된 것으로 판단된다. 정량적 분석을 수행한 결과, 부유식 와류방치의 적용에 따라 흡수정 폭이 감소되어도 와류강도는 저감되어 흐름특성이 개선된 것을 확인할 수 있다.

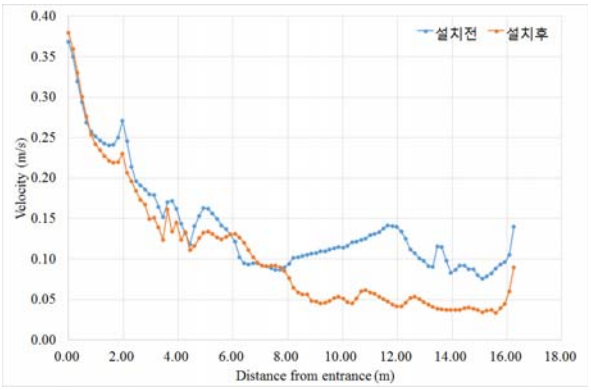


(a) 부유식 와류방지장치 설치전

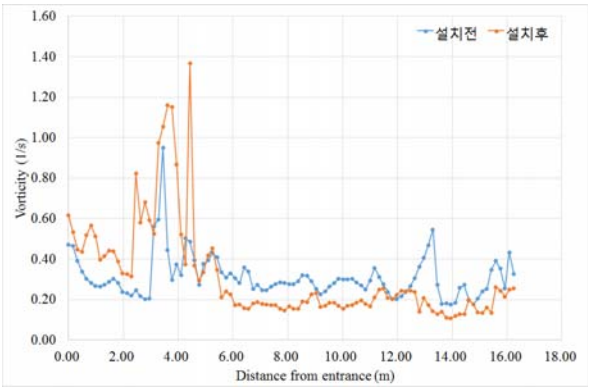


(b) 부유식 와류방지장치 설치후

그림 2-2-132 신도림빗물펌프장 소형화설계방안(폭 10% 감소) 적용 후 와도 분포



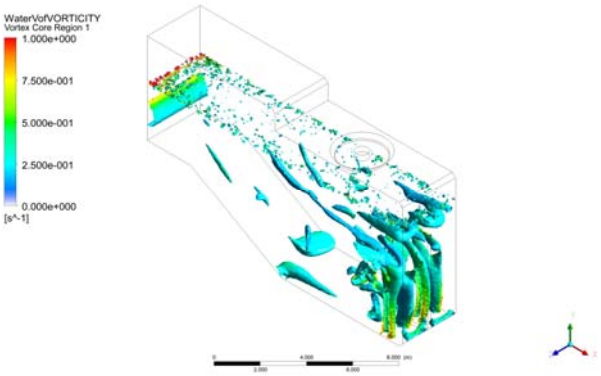
(a) 유속분포



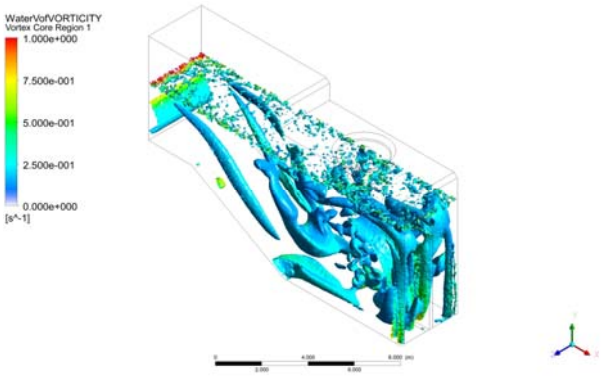
(b) 와류강도

그림 2-2-133 신도림빗물펌프장에 소형화설계방안(폭 10% 감소) 적용에 따른 흐름 비교결과

다음 그림은 신림2빗물펌프장의 흡수정 폭을 10% 감소한 지형에 계획토출량을 적용한 수치모의 결과이다. 와류방지장치 설치에 의하여 와류형성영역이 흡수정 유입경사에서 추가되었지만, 흡입관 주변의 와류영역의 강도는 저감된 것으로 판단된다. 흡수정 내 흐름특성을 비교한 결과, 흡수정 폭 저감 후 부유식 와류방지장치를 도입했을 때 와류강도가 저감되어 흐름특성이 개선된 것을 확인할 수 있다.

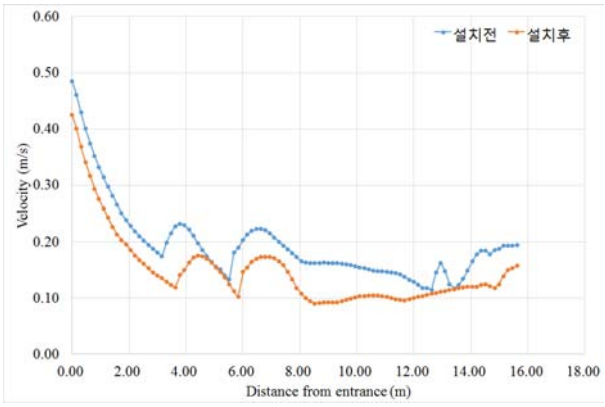


(a) 부유식 와류방지장치 설치전

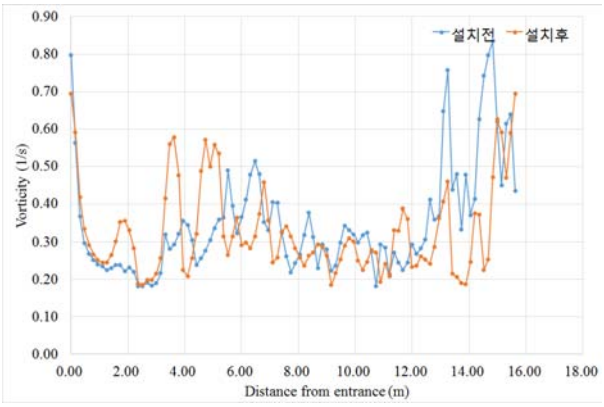


(b) 부유식 와류방지장치 설치후

그림 2-2-134 신림2빗물펌프장 소형화설계방안(폭 10% 감소) 적용 후 와도 분포



(a) 부유식 와류방지장치 설치전



(b) 부유식 와류방지장치 설치후

그림 2-2-135 신림2빗물펌프장에 소형화설계방안(폭 10% 감소) 적용에 따른 흐름 비교결과

(6) 간선저류지 설치에 따른 유출저감효과 분석

(가) 간선저류지 설치위치에 따른 유출저감효과 분석

간선저류지 설치위치에 따른 저감효과를 분석하기 위하여 20ha의 소유역 5개로 구성된 총 100ha의 면적의 세장형(SF=0.25), 중앙형(SF=0.694), 집중형(SF=1.00)의 3가지 가상유역을 대상유역으로 선정하였다. 대상유역에 내린 강우는 우수관거를 통하여 유출구로 흘러들어가며, 금회 산정된 서울특별시 확률강우량 빈도 10년, 지속기간 60분의 강우를 최대 만관수심의 90%로 통수할 수 있도록 우수관거를 설계하였다. 유역의 불투수율은 75%를 적용하여 유역형상에 따른 우수유출저감효과를 분석하였으며, 분석을 위한 강우는 서울특별시 확률강우량 빈도 20년, 지속기간 60분의 강우를 적용하여 우수관거 허용용량 이상의 강우 발생 시 우수유출저감효과를 분석하였다. 유역 내 임의의 지점에 설치되는 간선저류지의 용량은 1,000 ㎥, 3,000 ㎥, 5,000 ㎥, 10,000 ㎥, 20,000 ㎥, 30,000 ㎥의 6가지 크기로 설정하였으며, 간선저류지의 위치에 따른 유출저감효과 분석을 위하여 전체 유역면적에 대한 저류지 상류부 면적의 비(저류지 상류부 면적비, DUAR ; Dimensionless Upstream Area Ratio)를 20%, 40%, 60%, 80%로 변동시키면서 분석을 수행하였다.

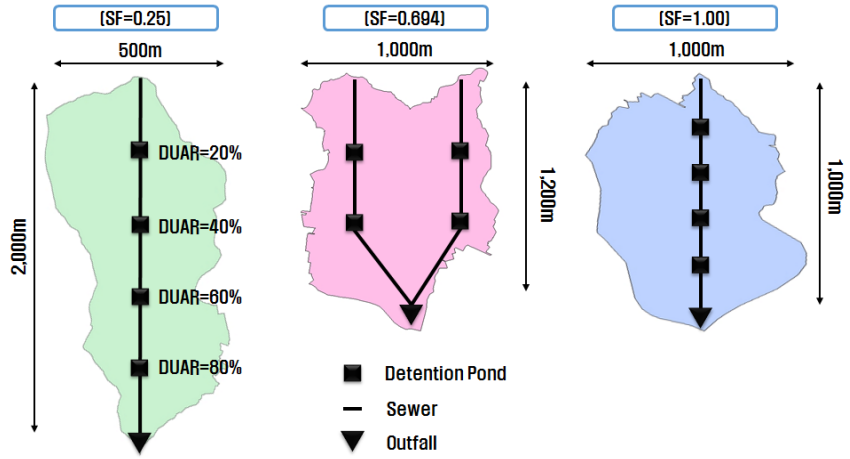


그림 2-2-136 가상유역의 유역형상

간선저류지 설치에 따른 유출구 지점의 첨두유량 저감효과를 분석하였으며, 이에 따라 유출구 첨두유량비와 유출구 첨두저감량을 사용하였다.

유출구 첨두유량비 : $\alpha' = Q_{ap}' / Q_{bp}'$

유출구 첨두저감량 : $\triangle Q_p' = Q_{bp}' - Q_{ap}'$

여기서, Q_{bp}' : 간선저류지 설치 전 유출구의 첨두유량(㎥/s)

Q_{ap}' : 간선저류지 설치 후 유출구의 첨두유량(㎥/s)

서울특별시 확률강우량 빈도 20년, 지속기간 60분의 강우를 적용하였을 경우 세 가지 유역의 형상 및 간선저류지의 용량에 따른 저류지 설치 전 및 저류지 상류부 면적비에 따라 저류지를 설치하였을 때 가상유역의 형상과 관계없이 간선저류지의 용량이 1,000m3 ~ 5,000m3 일 경우에는 저류지 상류부 면적비(DUAR)가 40%인 지점에서 첨두유량 저감효과가 가장 큰 것으로 나타났으며, 간선저류지의 크기가 일정 용량 이상이 되었을 경우에는 하류에 설치할수록 첨두유량 저감효과가 커지는 것으로 나타났다. 유역의 형상에 따라 첨두유량의 차이는 발생하나 DUAR 20% 지점에 저류지를 설치하였을 경우에 비해 DUAR 80% 지점에 설치하였을 때 첨두유량 저감효과가 더 커지는 것을 알 수 있다.

간선저류지 위치선정에 필요한 관련변수들은 유출구 첨두유량비와 유출구 첨두저감량, 유역저류비, 저류지 상류부 면적비이고, 유역저류비와 저류지 상류부 면적비는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

유역저류비 : $S_r' = V_s / Q_a$

여기서, V_s: 간선저류지 용량(㎥), Q_a: 유출구 유출총량(㎥)

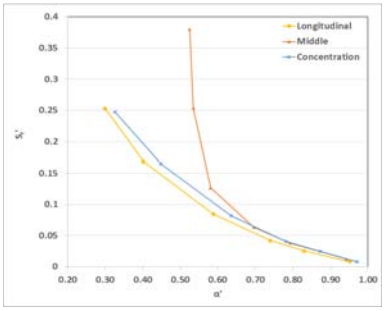
간선저류지 상류부 면적비: $DUAR = \frac{UA}{A} \times 100(\%)$

여기서 UA : 간선저류지의 상류부 유역면적(㎢), A : 유역면적(㎢)

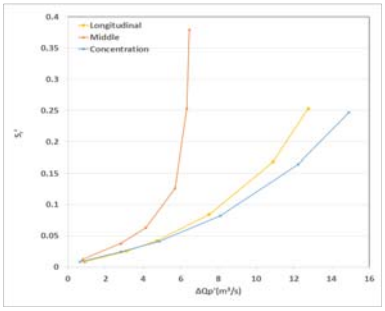
세 가지 유역의 형상에 따라 DUAR 20%, 40%, 60%, 80%에 간선저류지를 설치하였을 경우의 첨두유량 저감효과를 분석하였다. 유역저류비와 유출구 첨두유량비, 유출구 첨두저감량의 관계는 표 1과 그림 2에서 보는 바와 같이 유역저류비가 클수록 유출구 첨두저감효과가 크게 나타났으며, 유출구 첨두유량비는 세장형 유역에서 가장 큰 저감효과를 나타내었고, 유출구 첨두저감량은 첨두유량의 차이에 따라 집중형 유역에서 가장 큰 저감량을 보이는 것으로 나타났다. 그림 3은 간선저류지 용량에 따른 유출구 첨두유량비와 간선저류지 상류부 면적비의 관계를 도시한 것으로 간선저류지 상류부 면적비와의 관계는 유역의 형상과 관계없이 간선저류지의 용량이 1,000m3 ~ 5,000m3일 경우에는 40% 지점에서 가장 큰 저감효과를 보였고, 10,000m3일 경우에는 60% 지점, 그 이상의 용량을 가질 경우에는 가장 하류지점인 80% 지점에서 가장 큰 저감효과를 나타냈다.

표 2-2-10 유역저류비에 대한 첨두유량비와 첨두저감량

유역형상	유역저류비 (S_r)	간선저류지 상류부 면적비 (Dimensionless Upstream Area Ratio, DUAR)							
		20%		40%		60%		80%	
		α'	$\triangle Q_p'$	α'	$\triangle Q_p'$	α'	$\triangle Q_p'$	α'	$\triangle Q_p'$
세장형 (SF=0.25)	0.0084	0.9665	0.611	0.9513	0.888	0.9654	0.631	0.9762	0.433
	0.0253	0.8922	1.964	0.8302	3.093	0.8653	2.454	0.9009	1.805
	0.0422	0.8513	2.709	0.7400	4.737	0.7638	4.303	0.8105	3.452
	0.0844	0.8195	3.288	0.6522	6.337	0.5884	7.499	0.6207	6.910
	0.1687	0.8086	3.487	0.6167	6.983	0.4649	9.749	0.4016	10.902
	0.2531	0.8063	3.528	0.6057	7.184	0.4359	10.276	0.2995	12.761
중앙형 (SF=0.694)	0.0127	0.9668	0.451	0.9421	0.786	-	-	-	-
	0.0380	0.8868	1.536	0.7925	2.816	-	-	-	-
	0.0634	0.8482	2.059	0.6949	4.139	-	-	-	-
	0.1267	0.8186	2.461	0.5808	5.688	-	-	-	-
	0.2534	0.8082	2.603	0.5348	6.312	-	-	-	-
	0.3802	0.8062	2.630	0.5251	6.444	-	-	-	-
집중형 (SF=1.00)	0.0082	0.9788	0.470	0.9708	0.647	0.9804	0.435	0.9866	0.296
	0.0247	0.9206	1.761	0.8729	2.817	0.9078	2.043	0.9342	1.459
	0.0412	0.8724	2.828	0.7811	4.853	0.8191	4.009	0.8611	3.080
	0.0823	0.8194	4.003	0.6355	8.080	0.6347	8.098	0.6817	7.055
	0.1647	0.7916	4.619	0.5385	10.229	0.4527	12.133	0.4483	12.230
	0.2470	0.7837	4.795	0.5288	10.445	0.3758	13.837	0.3265	14.930

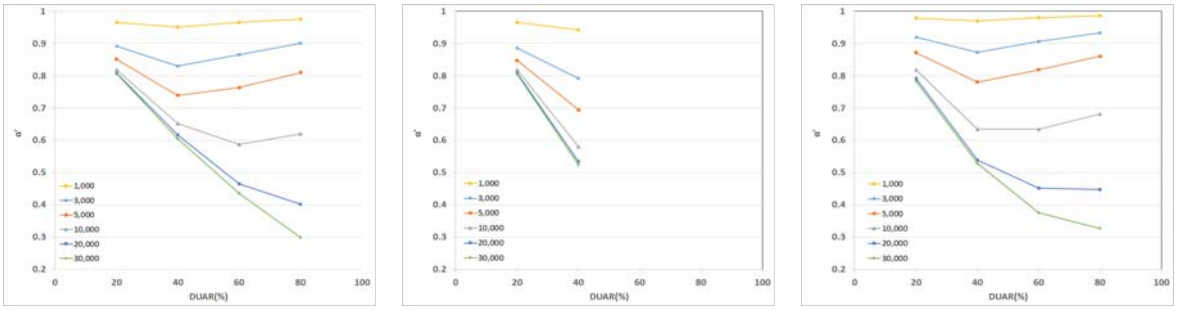


(a) 유역저류비 - 첨두유량비



(b) 유역저류비 - 첨두저감량

그림 2-2-137 유역저류비와 첨두유량의 관계도(유역형상별)



세장형 중앙형 집중형

그림 2-2-138 첨두유량비와 DUAR 관계도

(나) 간선저류지 설치위치에 따른 관계식

앞 절에서 분석한 바와 같이 유출구 첨두유량비와 저류지 상류부 면적비의 관계는 유역형상 및 강우에 관계없이 간선저류지의 용량이 1,000 ㎥ ~ 5,000 ㎥일 경우에는 40% 지점에서 가장 큰 저감효과를 보였으며, 10,000 ㎥일 경우에는 60% 지점, 그 이상의 용량을 가질 경우에는 가장 하류지점인 80% 지점에서 가장 큰 저감효과를 나타냈다. 다음 표는 앞서 분석한 간선저류지 용량에 따른 유출구 첨두유량비와 간선저류지 상류부 면적비의 관계식과 결정계수를 나타낸 것이다.

표 2-2-11 간선저류지 용량에 따른 첨두유량비와 DUAR의 관계식

유역형상	간선저류지 용량 (㎥)	관계식	상관계수 (결정계수) (R^2)
세장형 (SF=0.25)	1,000	$\alpha' = 2E-05A^2-0.0014A+0.9866$	0.8330
	3,000	$\alpha' = 6E-05A^2-0.0058A+0.9788$	0.8466
	5,000	$\alpha' = 1E-04A^2-0.0104A+1.0136$	0.9144
	10,000	$\alpha' = 0.0001A^2-0.0158A+1.0849$	0.9999
	20,000	$\alpha' = 8E-05A^2-0.0149A+1.0769$	0.9988
	30,000	$\alpha' = 4E-05A^2-0.0125A+1.0398$	1.0000
중앙형 (SF=0.694)	1,000	$\alpha' = -0.0012A+0.9915$	1.0000
	3,000	$\alpha' = -0.0047A+0.9811$	1.0000
	5,000	$\alpha' = -0.0077A+1.0015$	1.0000
	10,000	$\alpha' = -0.0119A+1.0565$	1.0000
	20,000	$\alpha' = -0.0137A+1.0815$	1.0000
	30,000	$\alpha' = -0.0141A+1.0873$	1.0000
집중형 (SF=1.00)	1,000	$\alpha' = 5E-06A^2-0.0004A+0.9892$	0.8781
	3,000	$\alpha' = 4E-05A^2-0.0032A+0.9804$	0.8420
	5,000	$\alpha' = 7E-05A^2-0.0067A+0.9931$	0.8063
	10,000	$\alpha' = 0.0001A^2-0.0149A+1.0677$	0.9864
	20,000	$\alpha' = 0.0001A^2-0.0199A+1.1289$	0.9731
	30,000	$\alpha' = 0.0001A^2-0.021A+1.1479$	0.9996

* hear A = DUAR(Dimensionless Upstream Area Ratio)

(다) 간선저류지 설치위치에 따른 관련변수 관계도 검증

간선저류지 설치위치에 따른 관련변수의 관계도를 검증하기 위하여 서울특별시에 위치한 군자 배수분구를 검증유역으로 선정하여 분석을 실시하였다. 군자 배수분구는 서울특별시에 위치한 중랑천의 좌안 하류에 위치하고 있으며, 유역면적은 96.6 ha, 유로연장 2.15 km, 형상계수는 0.21로 가상유역의 세장형과 유사한 형태이다. 군자 배수분구는 전체 유역면적의 약 75%가 불투수 지역으로 구성되어 있어 본 과업에서 가정한 가상유역의 불투수율 75%와 일치하고 있다. 군자 배수분구의 입력자료 보정을 위하여 서울특별시 상수도연구원에서 실측한 2010년 6월 12일 강우사상의 유출량 자료를 이용하였다.

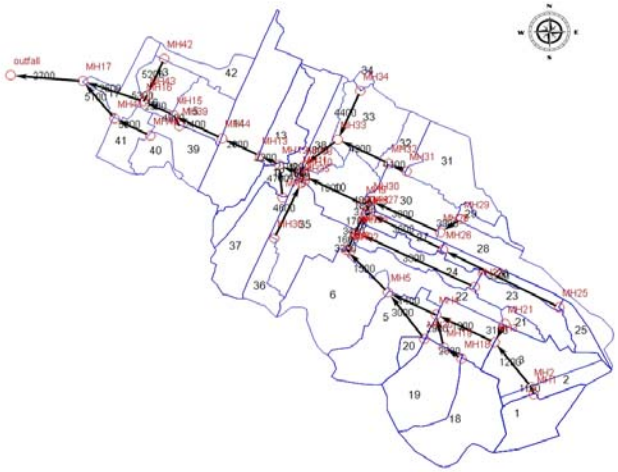


그림 2-2-139 군자배수분구의 배수시스템

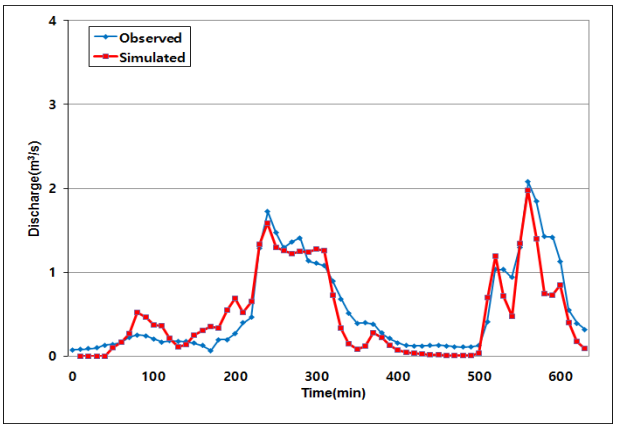
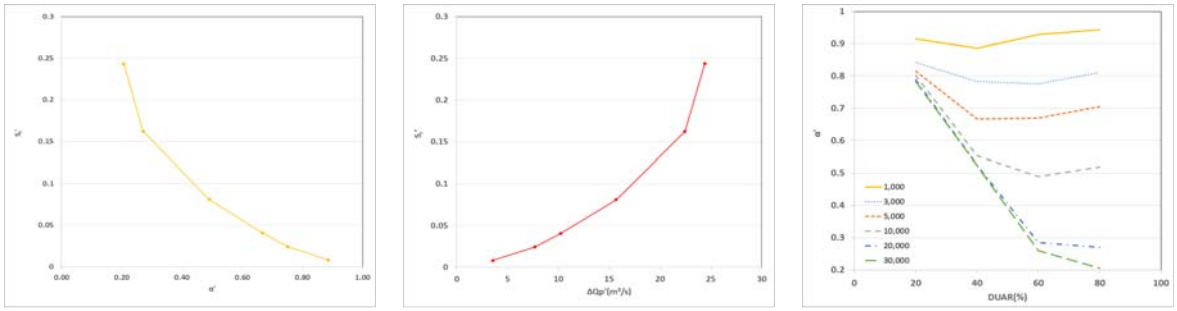


그림 2-2-140 군자 배수분구 매개변수 추정

SWMM 모형을 이용하여 간선저류지의 용량 및 설치위치에 따른 유출구 첨두유량비(α')를 산정한 결과 가상유역의 결과와 같이 간선저류지의 용량이 1,000 ㎥ ~ 5,000 ㎥일 경우에는 40% 지점에서 가장 큰 저감효과를 보였으며, 10,000 ㎥일 경우에는 60% 지점, 그 이상의 용량을 가질 경우에는 가장 하류지점인 80% 지점에서 가장 큰 저감효과를 보이는 것으로 나타났다

표 2-2-12 간선저류지 설치위치 및 용량에 따른 관계식 검증 (군자 배수분구)

검토내용	첨두유량비 (α')	간선저류지 용량 (㎥)	DUAR (%)	비고
α'- Volume	0.65	10,000	35.6	관계식
	0.617	10,000	35.6	SWMM model
α'- DUAR	0.65	10,000	35.6	관계식
	0.65	10,000	**30.2**	SWMM model



유역저류비 - 첨두유량비 유역저류비 - 첨두저감량 첨두유량비 - DUAR

그림 2-2-141 첨두유량비와 DUAR 관계도

검증유역에 대한 적용을 위하여 가상유역 중 군자 배수분구와 비슷한 형상을 가진 세장형 유역의 관계도 및 관계식을 이용하였다. 세장형 유역의 관계식을 이용하여 간선저류지 용량에 따른 간선저류지 설치 위치의 관계를 검증하기 위하여 (a) 간선저류지 용량과 설치 위치를 동일하게 하였을 경우 유출구 첨두유량비를 산정하였다. 10,000 ㎥의 용량을 가진 간선저류지를 설치한다고 가정하였으며, 이 때 관계식에 의해 유출구 첨두유량비(α')가 0.65인 지점은 상류로부터 DUAR 35.6%인 지점으로 산정되었다. SWMM 모형을 이용하여 관계식을 통해 산정된 설치위치인 DUAR 35.6%에 용량 10,000 ㎥의 간선저류지를 설치하였을 경우에는 유출구 첨두유량비(α')가 0.617로 산정되어 0.65와 비교적 유사하게 나타났다. (b) 또한 간선저류지 용량과 유출구 첨두유량비를 동일하게 하였을 경우 간선저류지 설치 위치를 산정

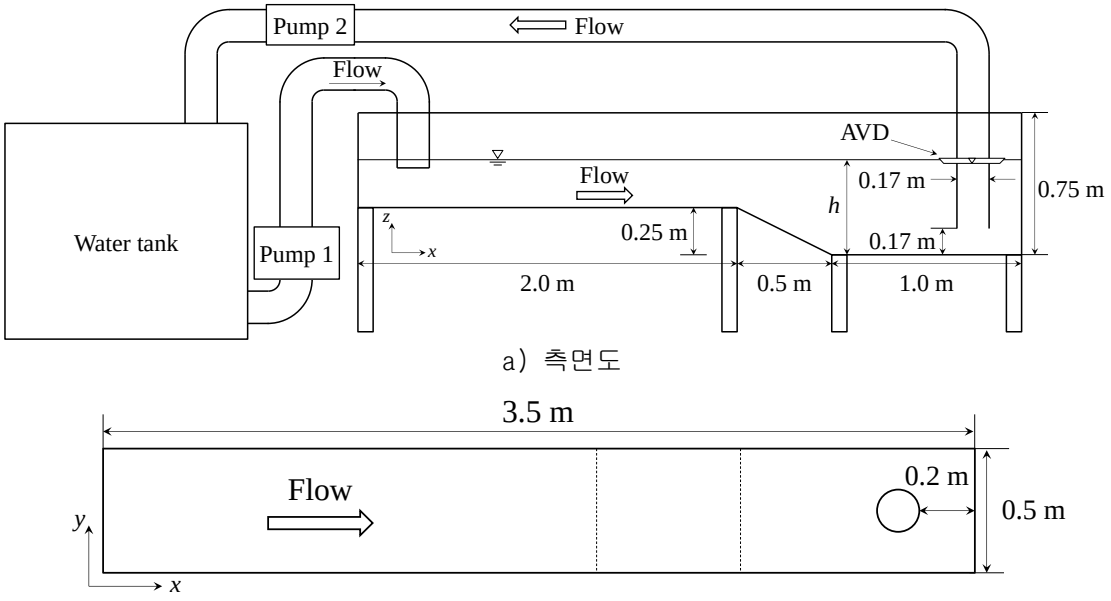
한 결과 SWMM 모형을 이용하여 상류로부터 DUAR이 30.2%인 지점에 간선저류지를 설치하였을 경우 유출구 첨두유량비(α')가 0.65로 산정되었다. 검증유역에 대한 적용결과 가상유역과 마찬가지로 대체적으로 유사한 값을 도출하였으며, 유출구 첨두유량비와 간선저류지 상류부 면적비(DUAR)의 관계식이 간선저류지 용량에 따른 간선저류지 설치위치의 관계식에 비해 비교적 정확한 결과를 도출하는 것으로 나타났다.

마) 5차년도 연구수행 결과

(1) 부유식 와류방지장치 성능검증을 위한 수리실험

(가) 실험개요

국내 흡수정 설계자료를 분석하여 대표모형의 제원을 산정하기 위해 최근 30년 빈도로 설계능력 향상 설계를 수행한 45개 빗물펌프장에 대한 제원을 분석하여 흡수정 제원을 산정한 바 있다. 4차년도 수치실험을 통해 검증한 부유식 와류방지장치의 실제 성능 검증을 위해 실제 빗물펌프장 제원의 1/10 축소수로를 설치하여 모형실험을 수행하였다. 수치실험 결과에 따라 흡수정 내에서 발생되는 와류를 저감시키기 위해 후면 및 바닥면과의 이격거리를 흡입부의 지름과 같이 이격시켰으며, 유입부의 경사는 1/2로 설계하였다.



a) 측면도

b) 평면도

그림 2-2-142 빗물펌프장 실험수로 개념도

흡수정 내 와류발생 저감을 위한 수로설계에도 불구하고 아래 그림과 같이 수표면에서 발생되는 선회류에서 기인한 수표면 와류로 인해 공기연행현상이 발생되었다. 따라서 본 연구에서는 수표면에서 발생되는 와류를 저감시키기 위해 부유식 와류저감장치(F-AVD)를 설치하였으며, 흡입관 후면에서 발생되는 수표면 와류의 저감효과를 모형실험결과를 통해 검증했다.

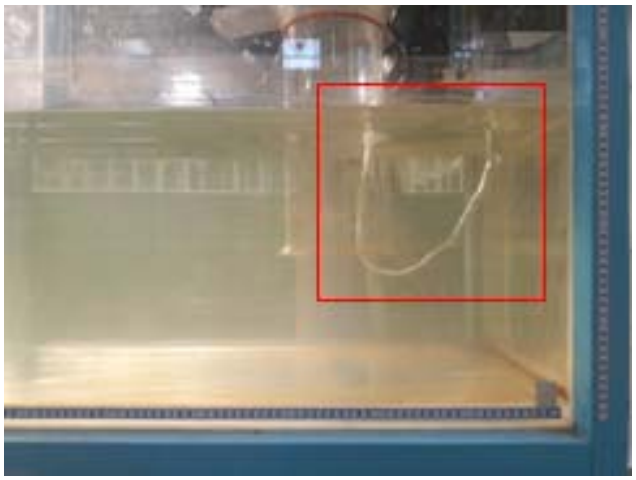
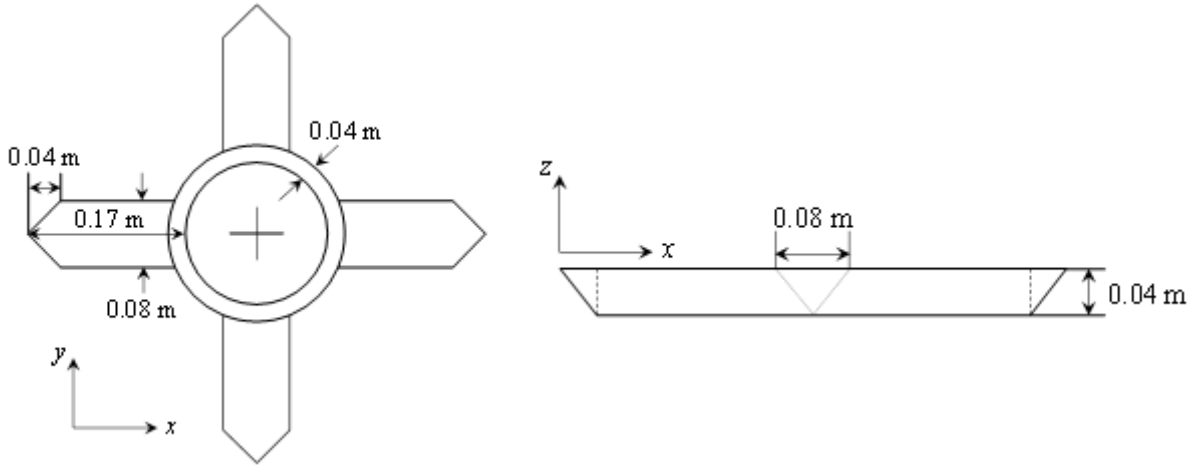


그림 2-2-143 표면와류발생으로 인한 배수효율 저하

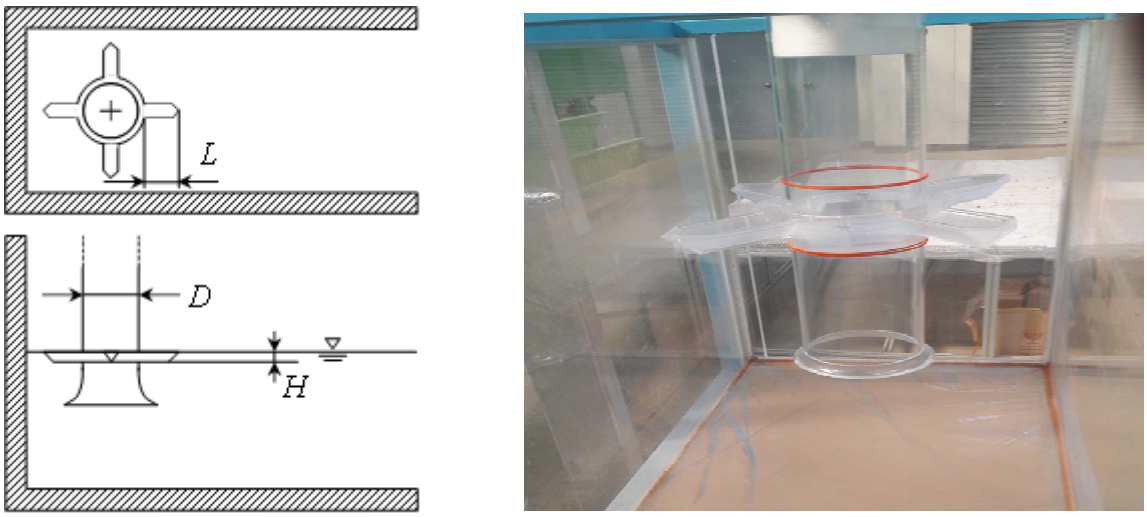
F-AVD는 4차년도에서 검증된 수치실험 결과를 통해 다음 그림과 같이 제작하였다. F-AVD는 흡입관을 감싸는 부유체와 수표면 와류의 저감을 위한 4개의 날개로 구성되어 있다. 날개의 길이는 흡입관의 직경과 동일한 0.17 m로 제작하였고, 날개의 끝은 효율적인 난류크기 감쇠를 위해 삼각형 형태로 제작하였다. 삼각형의 형태는 45도의 각도를 갖는 형태로 제작되었고, 날개의 폭은 흡입관 직경의 1/2로 제작했다.



a) 평면도 b) 측면도

그림 2-2-144 부유식 와류방지장치 설치제원

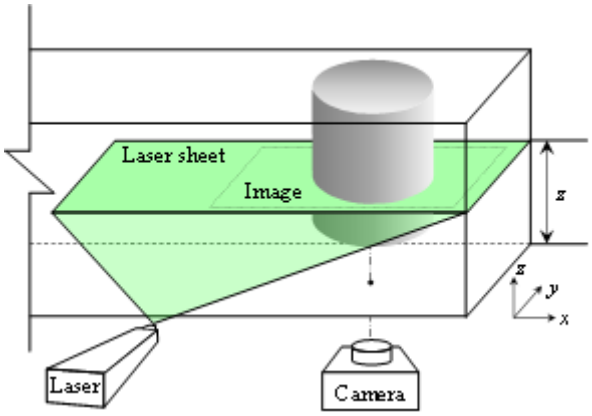
F-AVD의 설치 개념도는 다음 그림과 같으며, 수표면에서 부유하여 수위변화에 따라 상하로 이동할 수 있는 형태로 제작되었다. F-AVD의 날개방향은 흐름방향과 동일하게 설치되어 접근유속을 감소시키고, 흡입관 후면에서 발생하는 수표면 와류를 저감시키는 것에 목적이 있다.



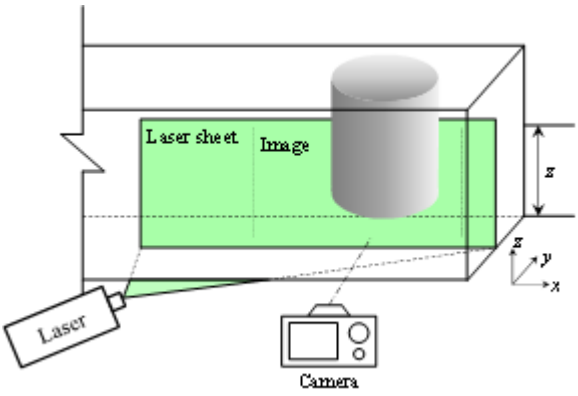
a) 부유식 와류방지장치 설치 개념도 b) 부유식 와류방지장치

그림 2-2-145 부유식 와류장치 설치

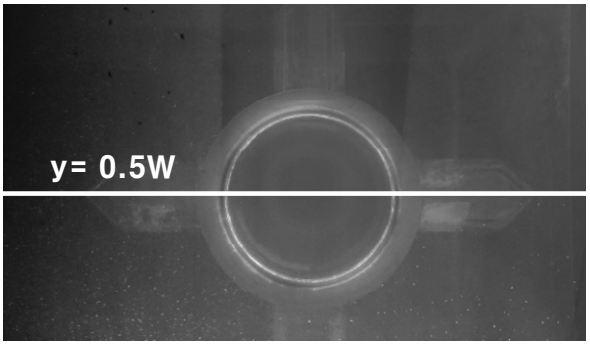
F-AVD 설치 전후의 흐름특성을 분석하기 위해 고정식 유속계를 이용하는 대신 흐름에 대한 간섭이 적은 PIV분석방법을 이용했다. 흡입부의 흐름분석은 다음 그림과 같이 x-y단면과 x-z단면에서 이뤄졌으며, x-z 촬영단면은 수로의 중앙(y=0.5W)에서, x-y단면은 수심에 따라 z/h = 0.3h, 0.7h, 0.9h에서 각각 측정되었다.



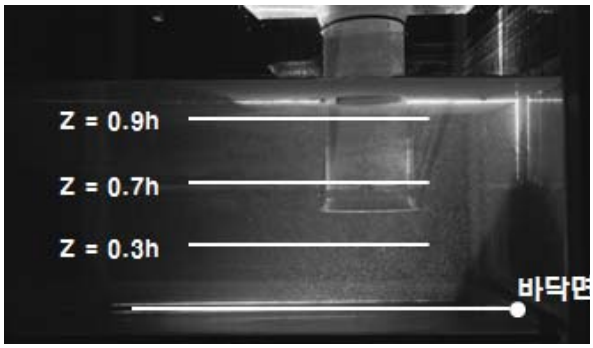
a) x-y 단면 촬영 개념도



b) x-z 단면 촬영 개념도



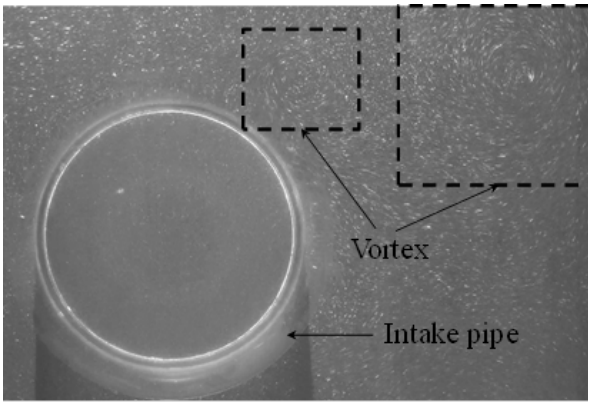
c) x-z 촬영 위치



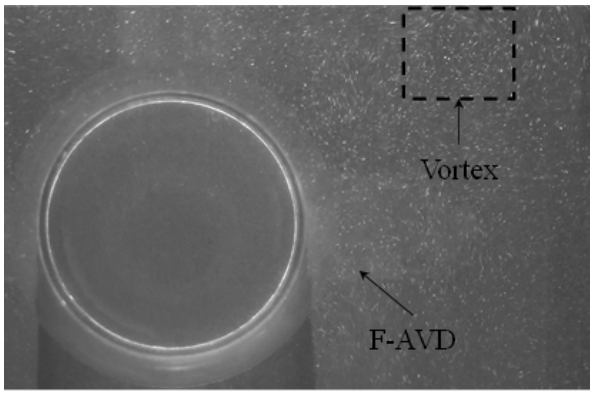
d) x-y 촬영 위치

그림 2-2-146 PIV 실험을 위한 단면촬영 위치

다음 그림은 PIV측정기법을 통해 흐름거동을 가시화한 촬영영상이다. F-AVD 설치 전후의 흐름양상을 비교한 결과, F-AVD 설치 전에는 흡입관 후면에서 큰 와류구조가 발달하였으나 F-AVD 설치 후에는 와류발생이 감소하는 것을 볼 수 있다.



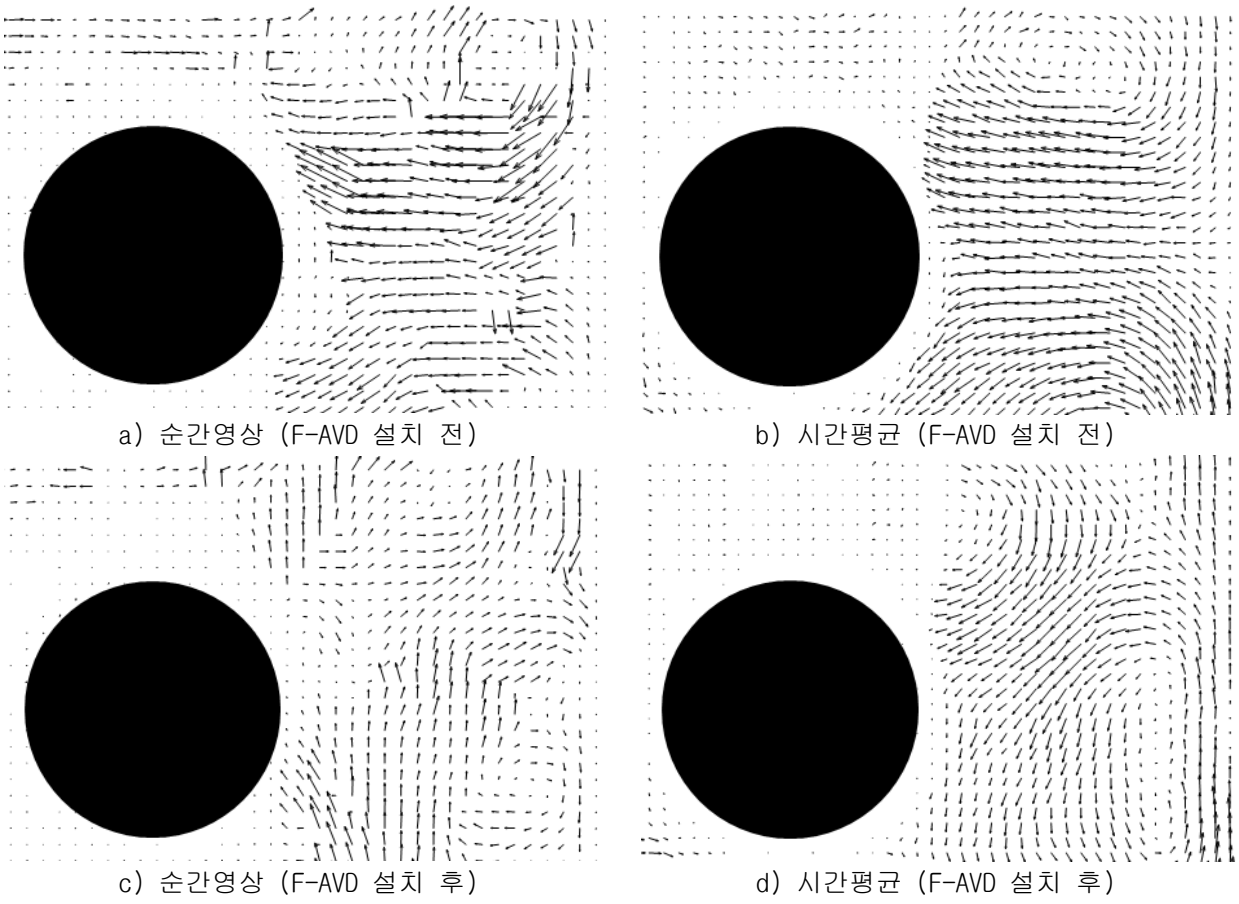
a) F-AVD 설치 전



b) F-AVD 설치 후

그림 2-2-147 PIV 영상촬영 결과(z/h=0.7)

흐름분석을 위한 영상촬영은 초당 60 프레임으로 촬영되었으며, 다음 그림은 순간촬영 영상과 300초 간 촬영된 영상을 시간 평균한 분석결과를 비교한 그림이다. 순간영상에서는 와류구조의 패턴을 분석하기 어려웠으나, 시간 평균한 결과에서는 흐름패턴의 변화를 명확하게 볼 수 있다. 흡수정에서는 접근흐름과 흡입관에서 발생되는 유체의 흡입으로 인해 복잡한 3차원 흐름구조가 발생하기 때문에 순간영상보다는 시간 평균한 분석결과를 이용하는 것이 더 정확할 것으로 판단된다.



a) 순간영상 (F-AVD 설치 전)　　b) 시간평균 (F-AVD 설치 전)

c) 순간영상 (F-AVD 설치 후)　　d) 시간평균 (F-AVD 설치 후)

그림 2-2-148 PIV 영상분석 결과

앞서 설명한 PIV 분석방법에 따라 모형실험을 수행하였으며, 유입유량 조건에 따라 다음 표와 같이 실험조건을 구성하였다. 그리고 모든 유량조건에서 수표면 와류발생이 재현될 수 있도록 흡입관의 잠김깊이를 흡입관 직경의 2배로 하는 0.34 m로 정하였다.

표 2-2-13 부유식 와류방지장치 성능검증을 위한 실내실험 조건

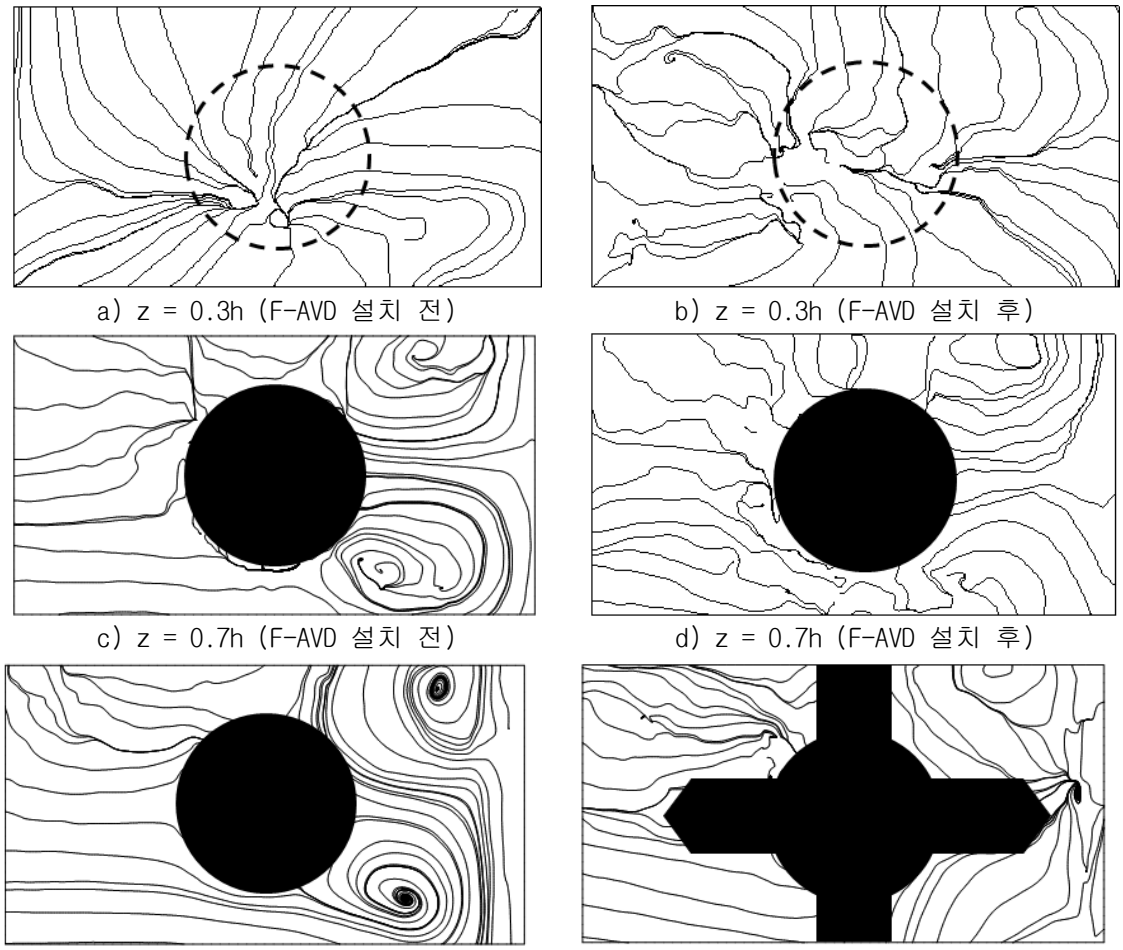
Case	Q_{in} (m^3/s)	U (m/s)	h (m)	AVD	PIV 촬영단면
Q1A0	0.018	0.40	0.34	X	x-y 단면 x-z 단면
Q1A1				0	
Q2A0	0.022	0.49		X	
Q2A1				0	
Q3A0	0.024	0.53		X	
Q3A1				0	
Q4A0	0.027	0.59		X	
Q4A1				0	

(나) 실험수행 결과

① 유속분포 비교 결과

x-y단면에서 측정한 흐름패턴을 연직 위치에 따라 다음 그림에 도시하였다. z = 0.3h는 흡입관 아래에 위치하며, F-AVD 설치 전에는 유선이 흡입관 하부에 집중되어 있는 반면에 설치 후에는 유선이 흡입관의 중앙부에 고르게 분포되어 있는 것으로 나타났다. z = 0.7h는 흡입관 후면에서 발생되는

와류구조를 보여준다. F-AVD 설치 전에는 원형 흡입관을 지나며 한 쌍의 와류구조가 발생되는 것으로 나타났다. F-AVD 설치 후에도 흡입관 후면에서 와류가 발생하나, 설치 전에 비해 와류의 구조가 약화되어 나타났다. z = 0.9h는 수표면에 근접한 위치이며, F-AVD 설치 전, 후의 흐름구조가 큰 차이를 보인다. F-AVD 설치 전에는 z = 0.7h에 비해 z = 0.9h에서 더 강한 와류가 발생하는 것을 볼 수 있으며, 수표면의 강한 와류로 인한 압력강하가 공기를 흡입관으로 유입시키는 원인이 됨을 알 수 있다. F-AVD 설치 후에는 흡입관 후면에서 발생되는 와류가 거의 없어졌으며, z = 0.7h에 비해 와류가 크게 감소되는 것으로 나타났다.



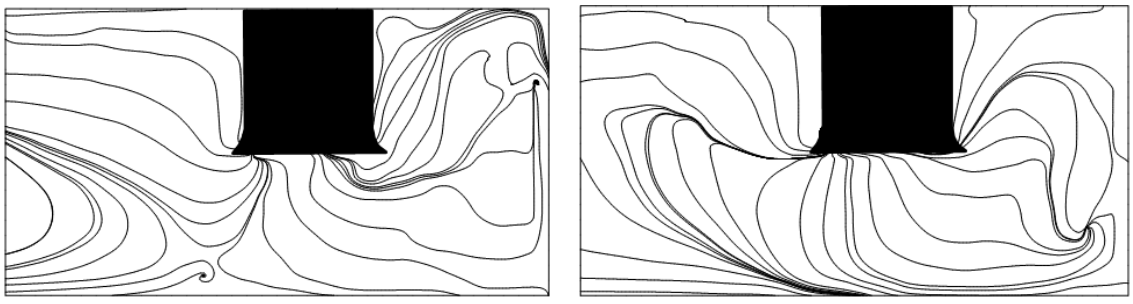
a) z = 0.3h (F-AVD 설치 전)　b) z = 0.3h (F-AVD 설치 후)

c) z = 0.7h (F-AVD 설치 전)　d) z = 0.7h (F-AVD 설치 후)

e) z = 0.9h (F-AVD 설치 전)　f) z = 0.9h (F-AVD 설치 후)

그림 2-2-149 F-AVD 설치 전/후 유선분포 비교(x-y 단면, Case Q3)

x-z 단면에서 측정한 유속을 다음 그림에서 비교하였다. 와류방지를 설치하지 않은 경우 흡입관 후면에서 발생되는 표면와류가 흡입관 하부의 유속분포에 영향을 미치고 있었다. 따라서 접근유속의 흐름과 흡입관 하부의 흐름이 충돌하며 흡입관으로 흡입되는 유속의 분포가 균등하지 않게 분포하고 있었다. 반면, 와류방지장치를 설치한 경우, 흡입관 하부에서 유속의 분포가 고르게 발달하고 있으며, 흐름충돌이 발생하지 않아 수체가 흡입관으로 원활하게 흡입되는 것으로 나타났다.



e) z = 0.9h (F-AVD 설치 전)　f) z = 0.9h (F-AVD 설치 후)

그림 2-2-150 F-AVD 설치 전/후 유선분포 비교(x-z 단면, Case Q3)

z = 0.9h에서 흡입관 후면에서 발생되는 유속의 정량적 비교를 위해 x방향 유속(u/U)과 y방향 유속(v/U)의 하폭방향 변화를 다음 그림에서 비교했다. u/U의 크기는 접근하는 유속의 크기이며, F-AVD설치 후에는 접근 유속이 크게 감소하는 것으로 나타났다. 하지만 유량이 상승함에 따라 감소율이 줄어드는 경향을 보였다. v/U는 흡입관 후면에서 발생되는 와류로 인한 y방향 유속크기를 나타낸다. 유입유량이 상대적으로 작은 Case Q1에서는 흡입관 후면의 y방향 유속차이가 크지 않았으나, Case Q2 이후부터 유량상승에 따라 와류강도가 점차 강해져 F-AVD 설치 전에는 와류구조로 인한 v/U의 변화가 확연히 나타났다. 그리고 F-AVD 설치 후에 y방향 유속이 감소되어 수표면 와류저감에 큰 효과를 나타내는 것을 알 수 있다.

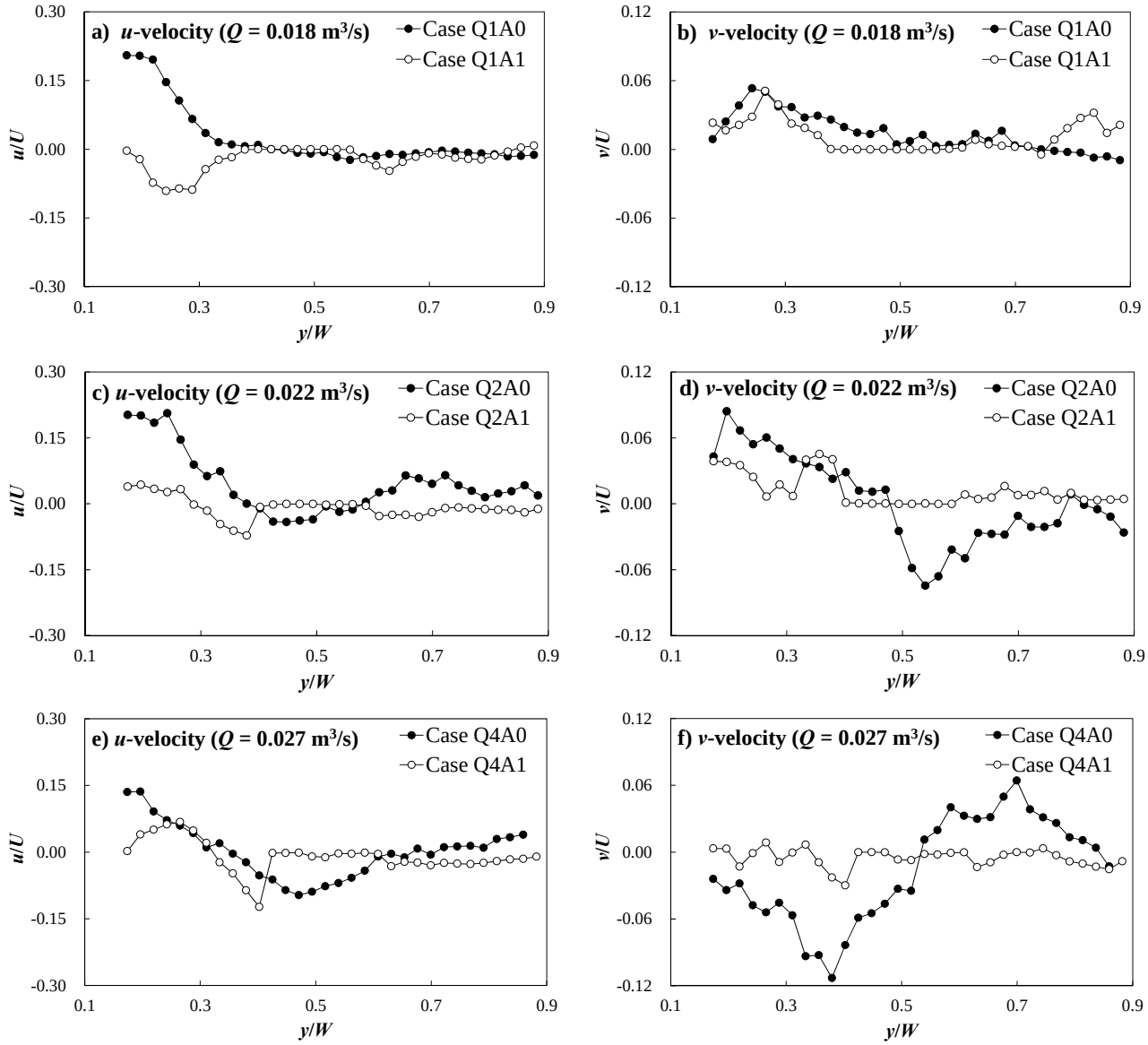
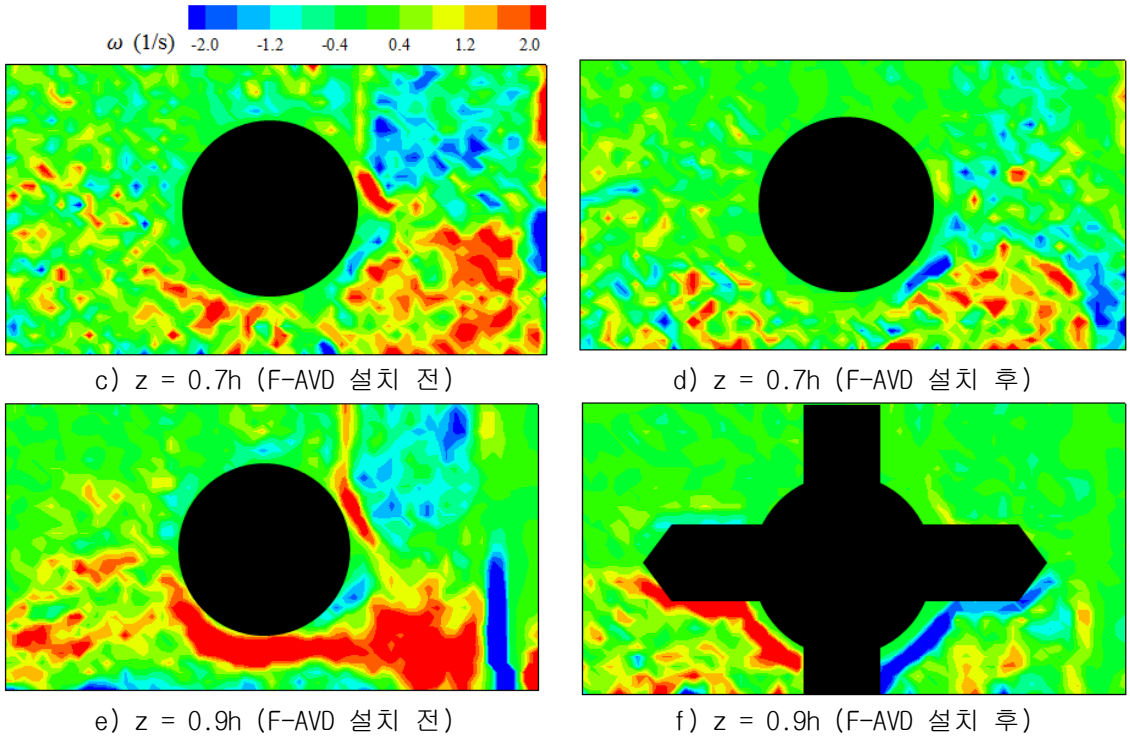


그림 2-2-151 부유식 와류방지장치 설치 전/후 흡입관 후면에서 유속분포 비교(z/h = 0.9)

② 수표면 와도크기 비교 결과

다음 그림은 z = 0.7h,0.9h에서 흡입관 후면에서 발생되는 와도의 크기를 비교한 그림이다. 와류의 크기는 z방향 와도(ω_z)를 보여주며, 유선에 의한 흐름패턴에서 볼 수 있듯 F-AVD 설치 전에는 흡입관 후면에서 발생되는 와류로 인해 와도크기가 증가하였으며, z=0.9h에서는 0.7h에 비해 와도크기가 더 큰 것으로 나타났다. F-AVD 설치 후에는 후면의 와도의 크기가 감소되는 것으로 나타났으며, z=0.9h에서 후면와류가 거의 나타나지 않았다.



c) z = 0.7h (F-AVD 설치 전)　　d) z = 0.7h (F-AVD 설치 후)

e) z = 0.9h (F-AVD 설치 전)　　f) z = 0.9h (F-AVD 설치 후)

그림 2-2-152 F-AVD 설치 전/후 와도분포 비교(x-y 단면)

와도크기의 정량적 비교를 위해 z = 0.9h에서 와도크기의 y방향 분포를 비교했다. 전체적으로 F-AVD 설치 후에 와도크기가 감소하는 것으로 나타났으며, 유량이 증가함에 따라 효율이 증가하였다. 그러나 Case Q4에서는 일부 구간에서 와류크기가 더 크게 발생하는 구간이 나타났으며, 이는 접근유속의 상승으로 인해 강한 후면와류의 발생을 충분히 제어하지 못하여 발생된 것으로 판단된다. 그러나 전체적인 와도크기는 감소되는 것으로 나타났고, 와류크기가 평균적으로 24.8% ~ 52.5% 감소되었다.

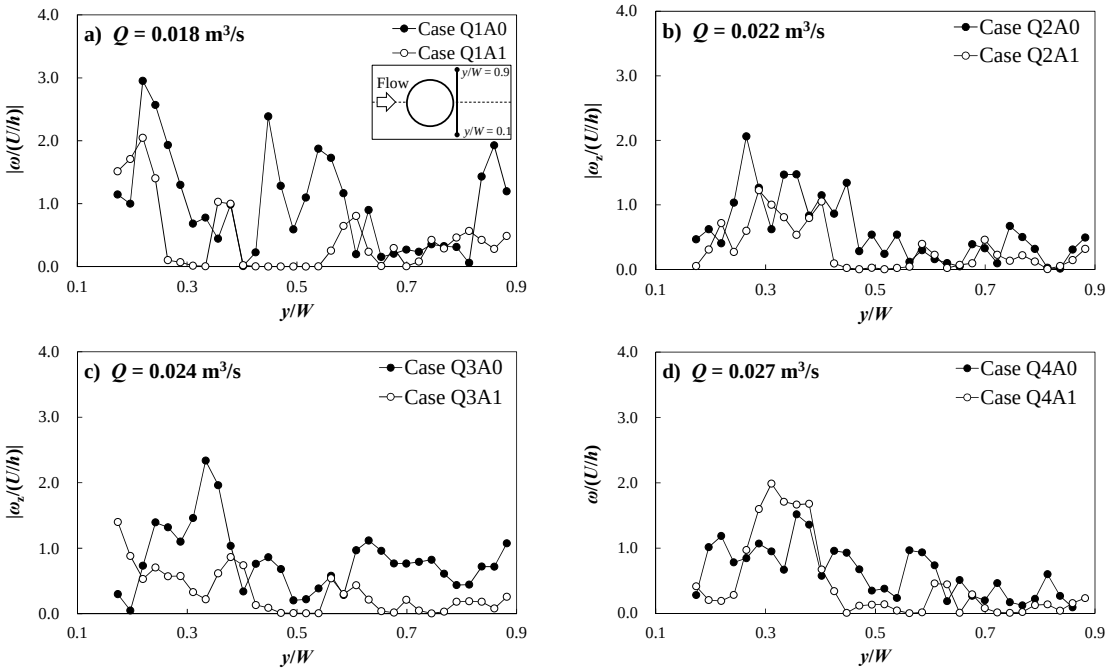


그림 2-2-153 F-AVD 흡입관 후면에서 와도크기 비교(z/h = 0.9)

③ 토출량 비교 결과

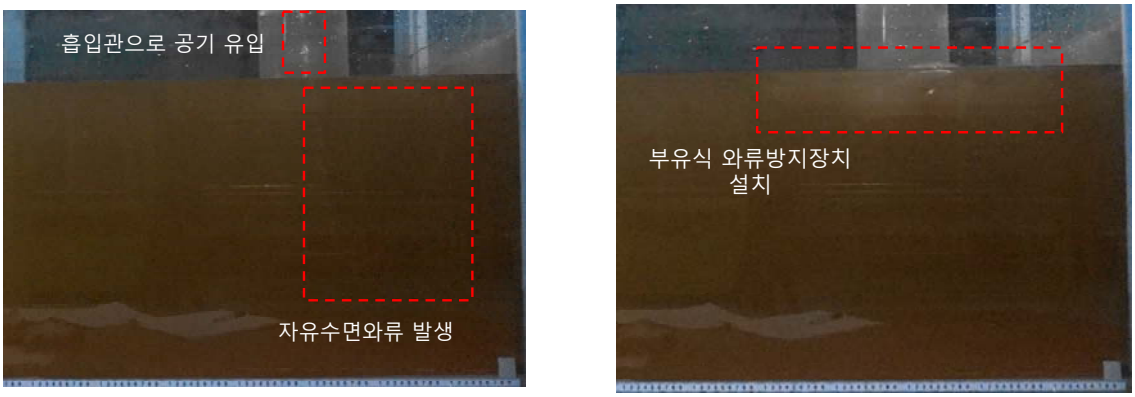
부유식 와류방지장치 설치 전, 후의 토출량 변화를 비교하기 위해 흡입관에 유량계를 설치했다. 하천설계기준(KDS 51 60 30) 및 펌프장시설 설계기준(KDS 61 45 00)에 따라 흡입펌프의 운영은

흡수정 내 와류가 발생하지 않는 상태를 유지해야하기 때문에 와류로 인한 공기연행이 발생하지 않는 토출량을 최대토출가능 유량으로 정의했다. 따라서 유입유량을 일정하게 유지하며 흡입펌프의 토출량을 와류가 발생할 때 까지 상승시켜 토출량의 변화를 비교했다.

유입부의 유량을 0.025 ~ 0.029 ㎥/s로 상승시키며 각 유입유량에 대해 와류가 발생하지 않는 최대 토출량을 계산했다. 동일한 토출량으로 배수할 경우 부유식 와류방지장치를 설치하지 않으면 자유수면 와류 발생과 함께 흡입관 내부로 공기유입이 발생했다. 반면, 부유식 와류방지장치 설치 시에는 동일한 토출량에 대해 와류 및 공기유입이 발생하지 않는 것으로 나타났다.



그림 2-2-154 토출량 변화 검증을 위한 유량계



a) 와류방지장치 설치 전 b) 와류방지장치 설치 후

그림 2-2-155 토출량 Q = 0.025 ㎥/s 적용 시 와류방지장치 설치 전, 후 공기유입여부 비교

흡수정 내 공기유입 및 자유수면 와류가 발생하지 않는 최대 토출량을 비교했다. 유입유량이 0.025 ㎥/s 일 때, 부유식 와류방지장치를 설치한 경우 와류발생 없이 0.0258 ㎥//s까지 토출이 가능하였으며, 설치 전에 비해 최대 토출량이 약 6.00% 상승했다. 그리고 유입유량이 0.027 ㎥//s, 0.029 ㎥//s 일 때 각각 7.55%, 7.02% 최대 토출량이 상승하는 결과를 나타냈다. 따라서 부유식 와류방지장치 설치에 따라 동일한 펌프에 대해 운영 가능한 최대 토출량이 상승함을 알 수 있다.

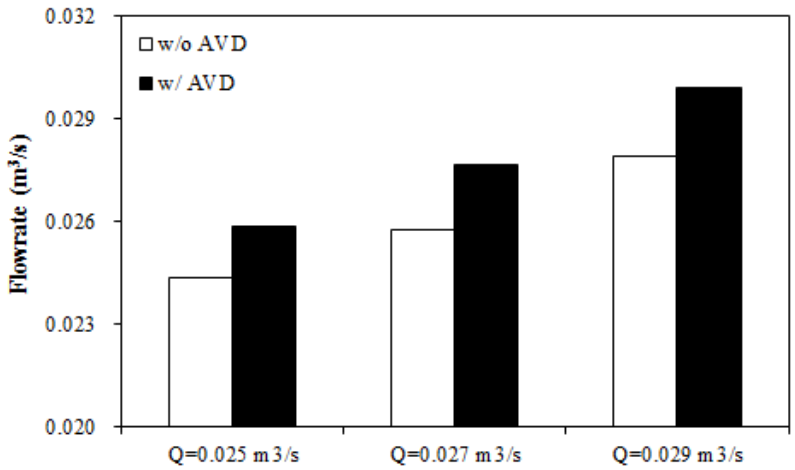


그림 2-2-156 부유식 와류방지장치 설치에 따른 토출량 향상 검증결과

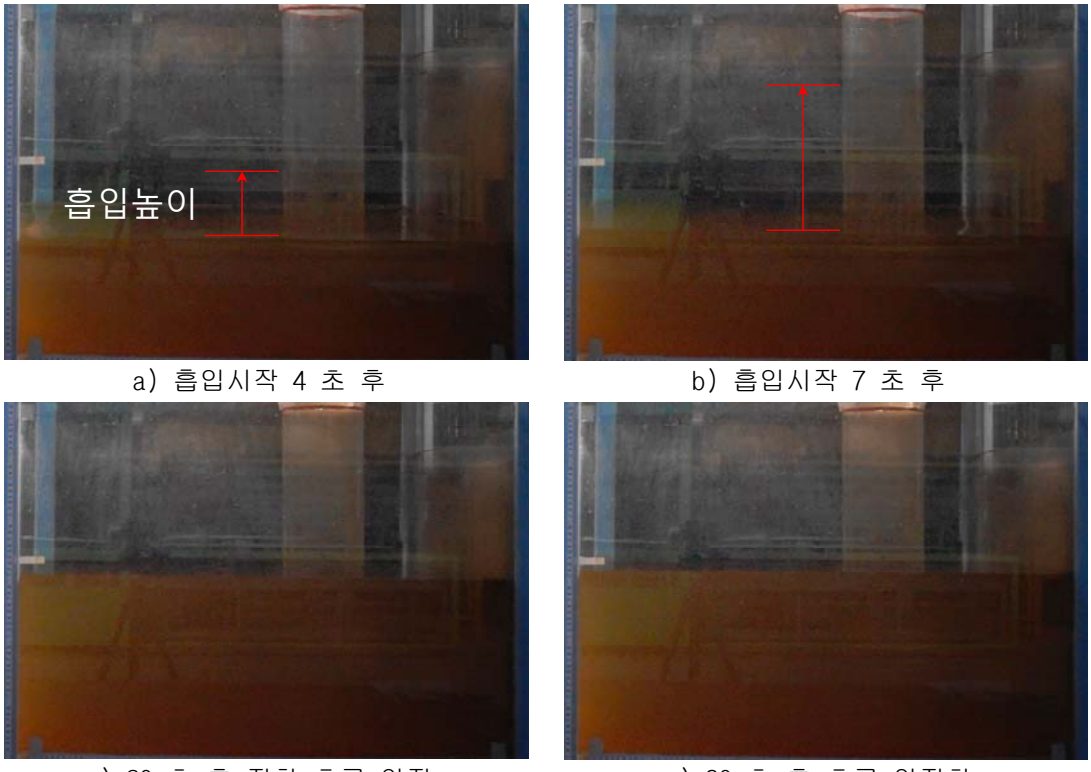
④ 물올림장치 적용 전, 후 토출량 변화 비교

가압송수장치에서 수원의 수위가 펌프보다 아래에 위치한 경우, 펌프 재가동 시 항상 물이 흡입될 수 있도록 물올림장치를 설치한다. 물올림장치는 초기 펌프 가동 효율을 높이기 위해 이용할 수 있으나 최소운영수위(KDS 61 45 00)에 따라 펌프가 수중에 잠겨있기 때문에 일반적으로 불필요하여 빗물펌프장에 사용하지 않는다. 빗물펌프장 실험시설에는 물올림장치 역할을 하는 장치가 없기 때문에 펌프 배관 상부에 다음 그림과 같이 물올림장치와 같은 역할을 수행할 수 있는 물공급장치를 설치하여 배관 내 물공급에 의한 토출량 변화를 비교했다.



그림 2-2-157 흡입관 상부 물공급장치 설치

흡수정 내 기본 수심을 0.17 m로 맞춘 후 빗물이 유입하는 상황(Q = 0.016 m^3/s)을 가정하여 흡입관 내 물채움 없이 흡입펌프를 가동하였다. 흡입펌프의 토출량을 유입량과 동일하게 맞춰 흡입을 시작한 결과 다음 그림과 같이 4초 후 흡입관 내부에 물이 차오르기 시작하며, 20초 후에는 점차 흡수정 내 수위가 안정화되기 시작하여 30초 후에는 수위가 일정하게 유지되었다.

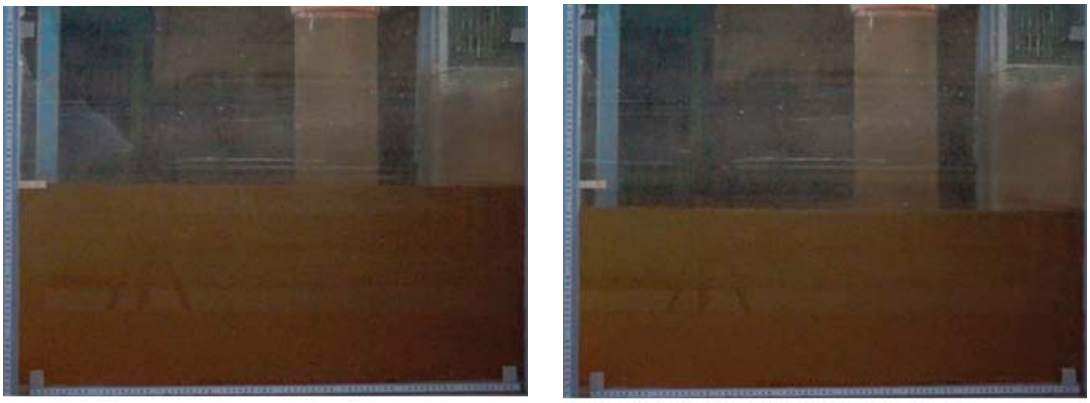


a) 흡입시작 4 초 후　　b) 흡입시작 7 초 후

c) 20 초 후 점차 흐름 안정　　a) 30 초 후 흐름 안정화

그림 2-2-158 흡입관 내 물채움 전 흡입효율 검토

다음 그림은 흡입관 내부에 물을 채운 후 펌프를 가동시켰을 때 흡수정 내 수위변화를 보여주는 사진이다. 배관 내 물이 가득 찬 상태에서 토출을 시작하기 때문에 초기 토출량이 물 공급 전에 비해 빠르게 이뤄졌다.



a) 흡입 시작 b) 흡입 진행

그림 2-2-159 흡입관 내 물채움 후 흡수정 내 배수변화

다음 그림은 흡입관 내 물채움 전, 후의 토출량의 변화를 나타낸 그래프이다. 펌프 시동 후 10초 동안은 물채움 전, 후 토출량의 변화가 크지 않았으며, 10초 ~ 45초 구간은 일시적으로 물채움이 있는 경우 토출량이 더 빠르게 증가했다. 그러나 45초(물채움 조건에서는 20초) 이후에는 토출량이 0.22 m^3/s로 안정화되었다. 실내실험시설의 경우 흡입펌프가 수중펌프 형식이 아니기 때문에 일반적인 흡수정보다 안정화에 더 많은 시간이 소모되며, 이로 인해 물채움 전, 후의 초기 토출량 변화에 차이가 발생한다. 하지만 일정시간이 지나 펌프 운영이 안정화된 후에는 흡입관 내부 물채움과 관계없이 동일한 유량이 토출되는 것을 확인할 수 있었다.

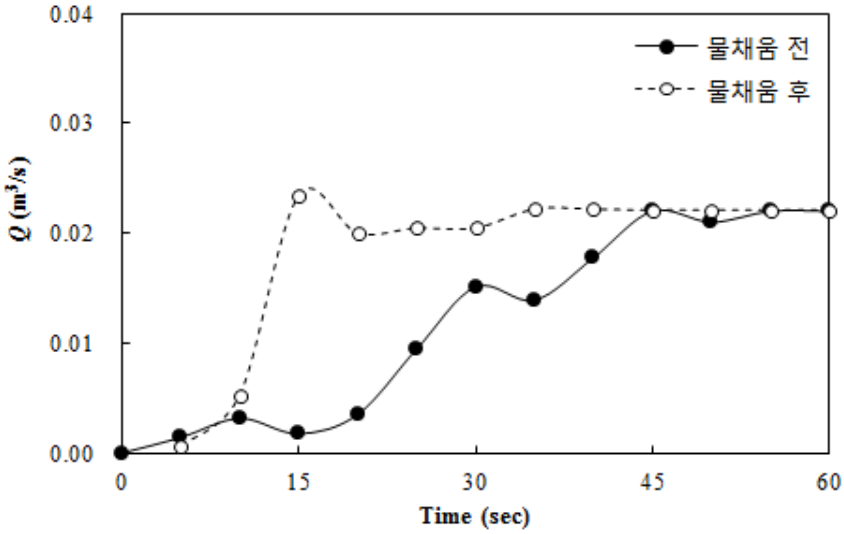


그림 2-2-160 배관 내 물채움 전/후 토출량 변화

(2) 펌프 흡입부 내 와류발생 저감장치 형태별 흐름 개선 효과 검증

펌프 흡입부 내 수중와류 발생에 따른 효율 저감 대책으로 와류저감장치를 설치하여 수중와류의 발생을 억제하거나 그 강도를 완화시킨다. 이러한 수중와류 저감을 위한 와류저감장치는 여러종류가 소개되어 있으나(그림 1), 각각의 와류저감장치의 효과에 대해서는 정량적으로 제시되어 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 PIV기법을 이용하여 와류저감장치의 형태 및 높이변화에 따라 펌프 흡수정 내의 흐름특성을 분석하고자 한다. 와류저감장치는 B, C, H Type으로 실험을 수행하였으며, 와류저감장치의 높이조건(h_{avd})은 B Type과 H Type의 경우는 0.3D, 0.45D, 0.6D로 설정하였으며, C Type은 0.2D, 0.4D, 0.6D로 설정하였다.

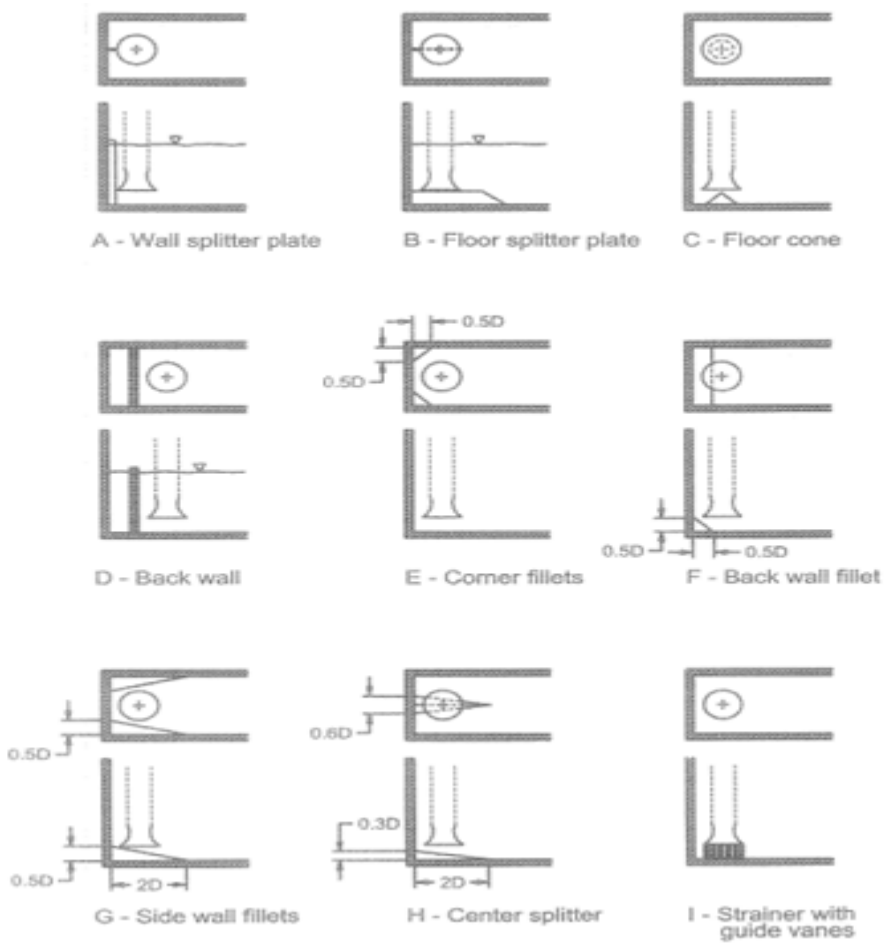


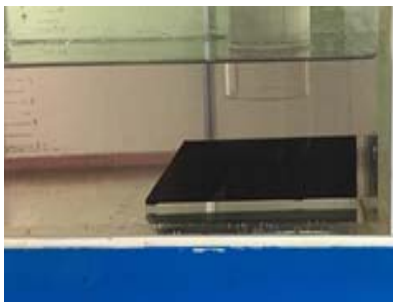
그림 2-2-161 와류저감장치 설계 기준(HI Pump Intake Design, 1998)

본 연구에서는 펌프 흡입부 내 와류 발생을 정량적으로 분석하기 위해 총 길이 10 m, 수로 폭 0.3 m, 수로 높이 0.3 m인 투명한 유리로 제작된 직사각형 단면의 실험수로에서 실험을 수행하였다. 또한 흡입부 제원은 그림 2(b)와 같이 흡입관 외경 지름(D)이 0.1 m이고, 흡입관과 뒷벽사이의 거리는 1.1 D로 설치하였고, PIV를 이용한 펌프 흡입부 주변 유속측정은 바닥으로부터 수심의 0.1 위치의 x-y 평면을 촬영하여 분석하였다. 유입유량과 흡입유량은 9 l/s로 흐름이 충분이 안정화된 후 실험을 수행하였으며, 평균접근유속은 0.15 m/s, 수심은 0.20 m이다. 또한 영상 촬영 범위는 1024X1024 pixel이며 촬영속도는 310fps로 실험이 수행되었다. 와도는 식(1)을 이용하여 계산하였다.

$$w_z = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \overline{V}}{\partial x} - \frac{\partial \overline{U}}{\partial y}\right) \qquad (2\text{-}2\text{-}1)$$

표 2-2-14 와류방지장치에 의한 흐름분석을 위한 실험조건

촬영단면	유입유량 (Q_{in})	흡입유량 (Q_{out})	평균접근유속 V_m (m/s)	수심(m)	촬영범위	촬영속도
x-y	9 l/s	9 l/s	0.15	0.20	1024x1024	310fps



(a) Floor splitter plate



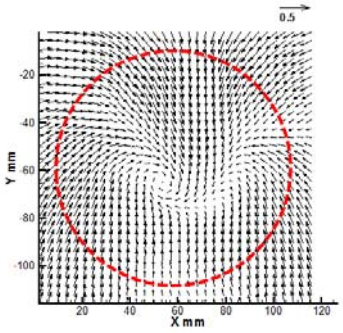
(b) Floor cone



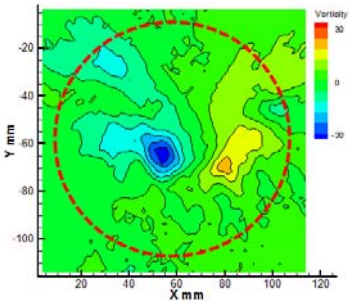
(c) Center splitter

그림 2-2-162 설치된 와류저감장치

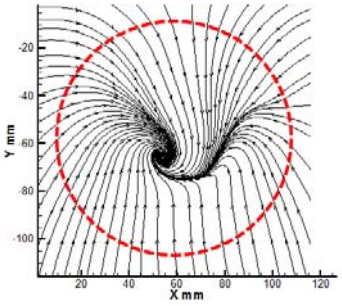
와류저감장치 설치 전 흐름특성 분석결과 수중와류가 발생하는 위치에서 최대와도는 17.28/s 로 계산되었다. 또한 수중와류의 지름은 약 15㎜로 분석되었다.



(a) 유속분포



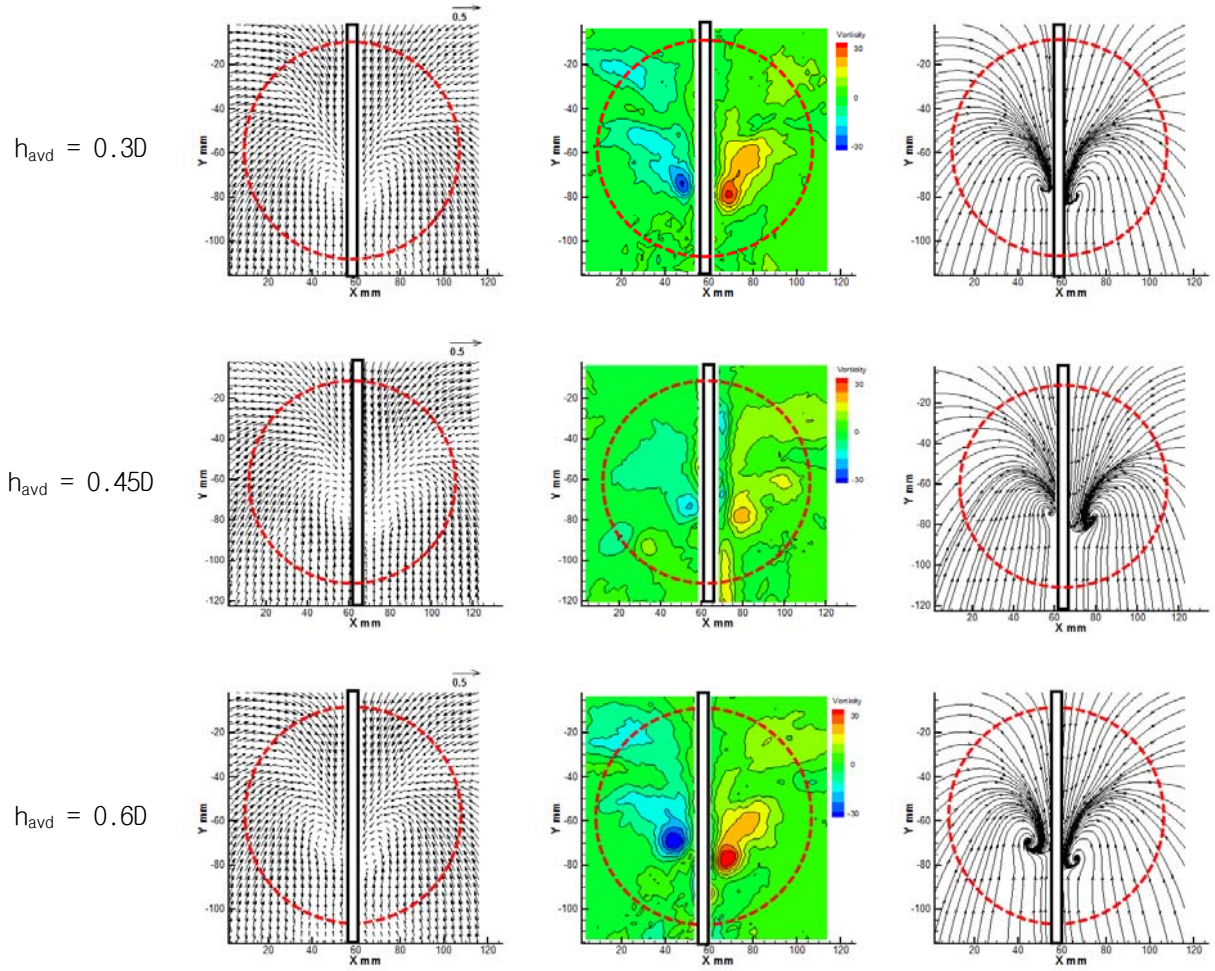
(b) 와도분포



(c) 유선

그림 2-2-163 와류저감장치 설치 전 분석결과

B Type(Floor splitter plate)의 와류저감장치를 설치한 후 와류저감장치 설치 전과 동일한 측정 단면에서 B Type 와류저감장치의 높이변화에 따라 유속분포와 와도분포, 유선을 분석하였다. 유속분포 분석결과 모든 높이조건에서 수중와류가 발생하였으며, 발생형태는 수중와류가 와류저감장치 좌우로 발생하였다. 와도분포 분석결과 h=0.3D인 경우 와류발생위치에서 최대와도는 32.07/s로 나타났으며, h=0.45D의 경우 와류발생위치에서 최대와도는 22.21/s로 h=0.3D의 조건보다 감소하였으며 와류저감장치가 설치되지 않았을 경우와 비교해서 낮게 나타났다. h=0.6D의 경우 와류발생위치에서 최대와도는 40.56/s로 와류저감장치가 설치되지 않았을 경우와 비교하여 크게 증가하였다. 분석결과 B Type의 와류저감장치의 높이가 증가함에 따라 와류발생위치에서의 와도저감효과는 h=0.45D에서 약 33.6% 저감되었으나, h=0.6D에서 약 21.2%가 증가하였으며, 이는 Center splitter plate의 높이가 높아지면서 흐름분리현상이 강하게 나타나 와도가 증가하는 것으로 판단된다.



(a) 유속분포 (b) 와도분포 (c) 유선

그림 2-2-164 B Type 와류저감장치 설치 후 분석결과

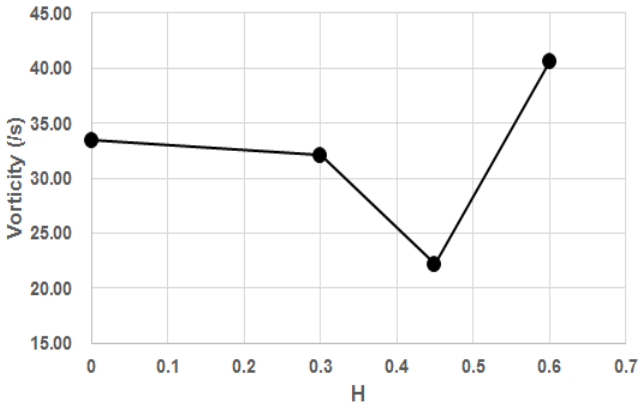
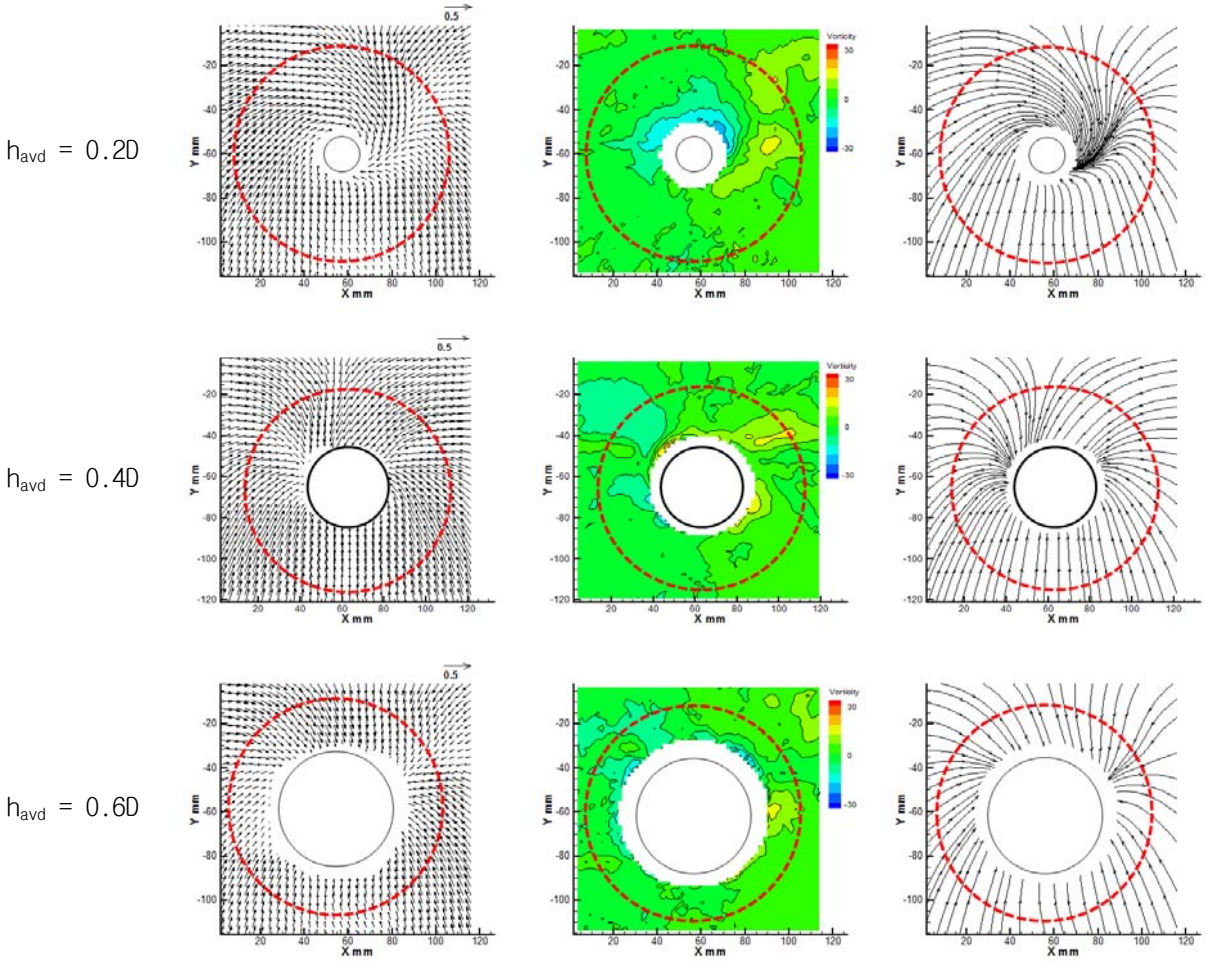


그림 2-2-165 B type 와류저감장치의 높이변화에 따른 효과 분석

C Type(Floor cone)의 와류저감장치를 설치 한 후 유속분포 및 유선 분석결과 h=0.2D 조건에서 cone의 오른편으로 흐름이 집중되는 것을 확인하였으며, h=0.4D, 0.6D의 경우 수중와류는 발생되지 않았다. 와도분포 분석결과 h=0.2D의 경우 분석영역 내에서 최대와도는 20.42/s로 나타났으며, h=0.4D에서는 19.8/s로 나타났다. h=0.6D의 경우 분석영역 내 최대와도는 20.97/s로 실험을 수행한 높이조건에서 와도는 비슷하게 나타났다(그림 2-2-159, 2-2-160).

분석결과 C Type의 와류저감장치의 높이가 증가함에 따라 분석영역 내에서 최대와도값은 와류저감장치를 설치 하기 전에 비해 감소하였다. 실험을 수행한 높이조건에서 와도 감수율은 약 38~40%로 비슷하게

나타났으며, h=0.2D의 조건을 제외하고 수중와류가 발생하지 않고 흐름이 안정적으로 형성되었다.



(a) 유속분포 (b) 와도분포 (c) 유선

그림 2-2-166 C Type 와류저감장치 설치 후 분석결과

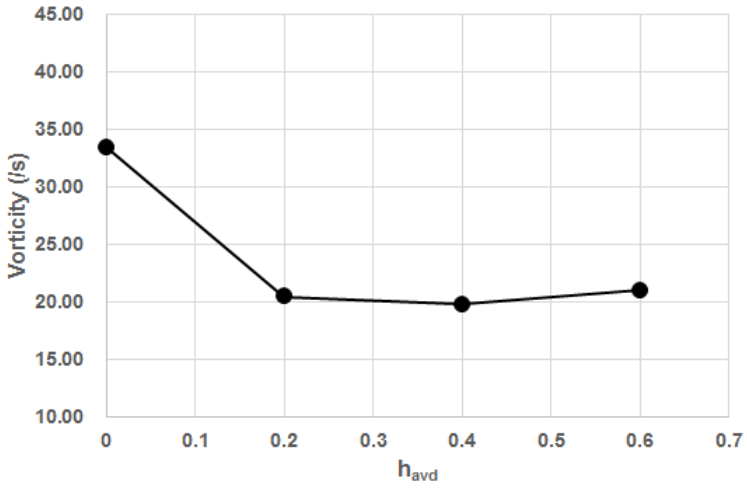
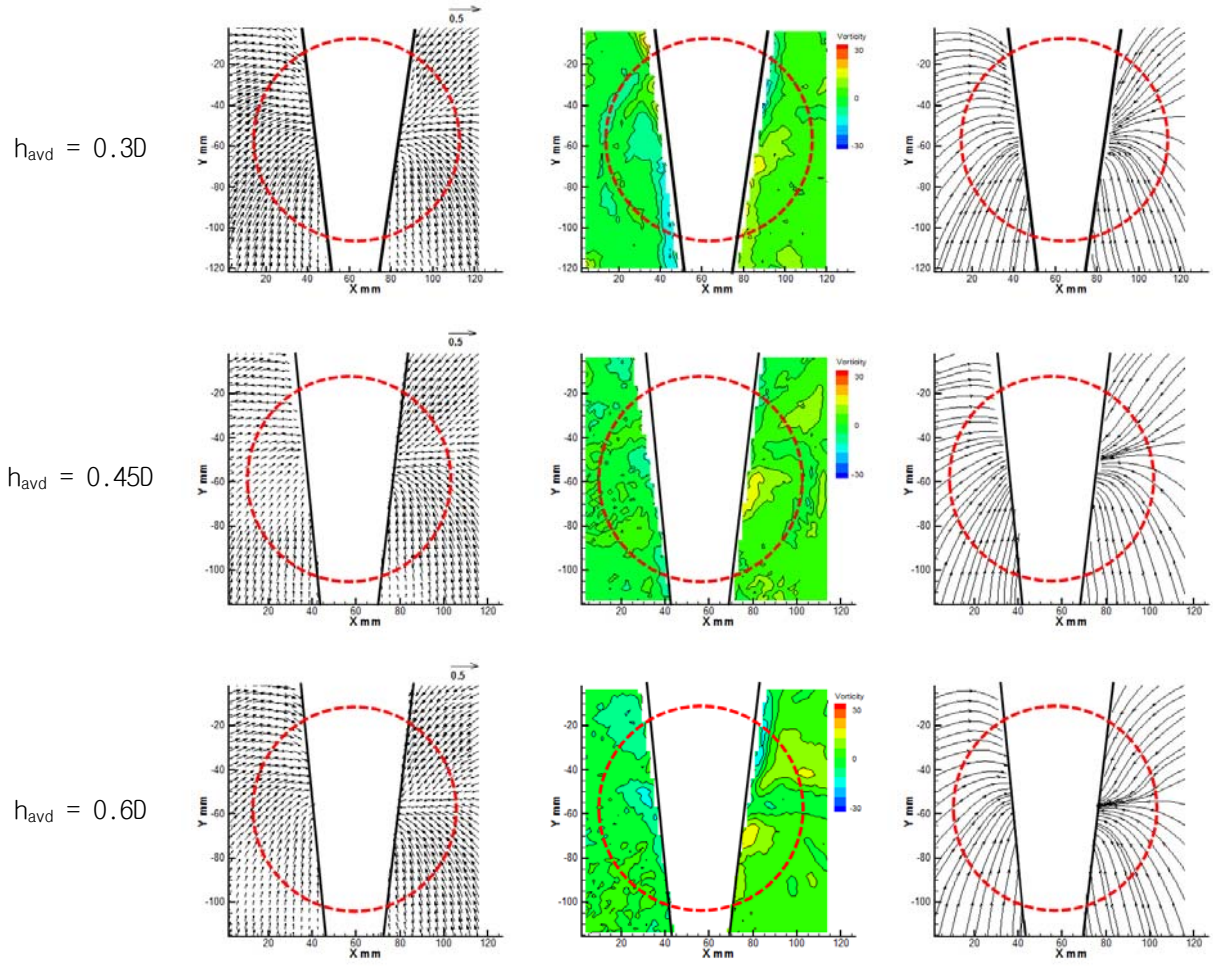


그림 2-2-167 C Type 와류저감장치 높이변화에 따른 최대와도

H Type(Center splitter)의 와류저감장치를 설치 한 후 유속분포 분석결과 와류저감장치를 설치하기 전과 비교하여 모든 높이조건에서 와류저감장치의 우측으로 흐름이 집중되는 것을 확인하였으며, 수중와류는 발생하지 않았다. 와도분포 분석결과 h=0.3D의 경우 분석영역 내에서 최대와도는 16.74/s로 와류저감장치 설치 전에 비해 감소하였다. h=0.45D의 경우 분석영역 내에서 최대와도는 18.47/s로 와류저감장치 설치 전과 비교하여 감소하였다. h=0.6D의 경우 분석영역 내에서 최대와도는 16.77/s로 나타났

으며 와류저감장치 설치 전과 비교하여 감소하였다. 유선분석결과 모든 높이조건에서 수중와류는 발생하지 않았다(그림 2-2-161).

분석결과 H Type의 와류저감장치의 높이변화에 따라 분석영역내 최대와도 값은 h=0.3D에서 가장 작게 나타났으며, 와류저감장치가 설치되기 전과 비교하여 약 50% 감소하였다. 또한 모든 높이조건에서 수중와류가 발생하지 않았으며, 흐름이 안정적으로 형성되게 하는데 효과가 있는 것으로 보인다(그림 2-2-162).



(a) 유속분포 (b) 와도분포 (c) 유선

그림 2-2-168 H Type 와류저감장치 설치 후 분석결과

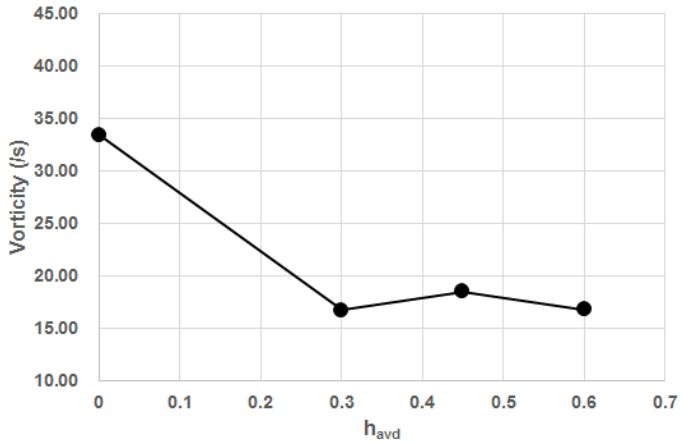


그림 2-2-169 H Type 와류저감장치 높이변화에 따른 최대와도

B Type, C Type, H Type의 와류저감장치를 높이변화에 따라 유속분포, 와도분포, 유선을 분석하여 빗물펌프장 흡수조 흐름개선의 영향을 분석하였다. 그 결과 B Type의 와도저감장치의 경우 h=0.45D의 조건에서 분석영역 내 최대와류가 감소하였지만 h=0.6D의 조건에서 분석영역 내 최대와도가 오히려 증가하는 것으로 나타났다. C Type의 와도저감장치의 경우 흐름 안정화에 영향이 있으며, 수중와류의 발생을 잘 억제하는 것으로 나타났다. 또한 분석영역 내 최대와도 또한 약 40%를 저감시키는 것으로 나타났다. H Type의 와류저감장치의 경우 수중와류의 발생을 잘 억제하였으며, 흐름도 안정적으로 형성되었다. 또한 h=0.3D 조건에서 와도가 약 50% 저감되었다. 따라서 현재 실험조건에서 H Type의 와도저감장치가 d=0.3D 높이일 때 가장 와류저감에 효과적인 것으로 나타났다(표 2-2-15).

표 2-2-15 와류저감장치 높이변화에 따른 실험결과

ADV Type	ADV Height	Vorticity	Reduction Rate (%)
Not install	-	33.46	-
Center splitter plate (B Type)	0.30D	32.07	-4.15
	0.45D	22.21	-33.61
	0.60D	40.56	21.23
Floor cone (C Type)	0.20D	20.42	-38.95
	0.40D	19.80	-40.82
	0.60D	20.97	-37.32
Center splitter (H Type)	0.30D	16.74	-49.96
	0.45D	18.47	-44.78
	0.60D	16.77	-49.88

(3) 실규모 빗물펌프장 실험시설 시공 및 실증실험

부유식 와류방지장치의 실규모 성능검증을 위해 한국건설기술연구원 안동하천실험센터 내 부지에 실규모 실험검증을 위한 빗물펌프장 실험시설을 시공하였다. 아래 그림은 실규모 빗물펌프장의 모습과 부유식 와류방지장치 설치 전, 후의 모습을 보여준다. 본 실험은 펌프가 결함 없이 정상 작동함을 가정하며, 와류방지장치의 성능을 확보하기 위해 사전진단을 통한 펌프 성능 검토 후 적용해야 한다.

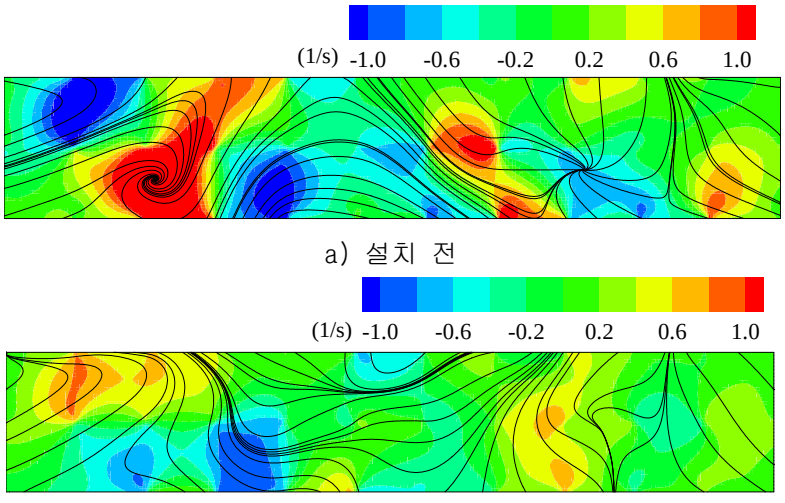


a) 설치 전 b) 설치 후

그림 2-2-170 부유식 와류방지장치 성능 검증을 위한 실규모 실험

① 부유식 와류방지장치 설치 전, 후 흡수정 내 와류저감효과 비교

흡입관 후면에서 발생하는 와류의 저감효율을 비교하기 위해 2차원 초음파 유속계를 이용하여 수표면에서 10 ㎝ 하부의 유속을 측정한 후 와도를 계산했다. 다음 그림은 흡입관 후면의 유선 및 와도크기의 공간분포를 보여주며, 부유식 와류방지장치 설치 전에는 흡입관 후면에서 강한 와류가 발생하고 이에 따라 와도크기가 상승하는 것을 보여준다. 반면, 부유식 와류방지장치 설치 후에는 와도크기가 22.1%~39.4% 감소했다. 따라서 부유식 와류방지장치를 설치하여 표면와류를 저감시킬 수 있으며, 이에 따라 공기연행에 의한 배수효율저감 또한 방지할 수 있다.



a) 설치 전

b) 설치 후

그림 2-2-171 부유식 와류방지장치 설치 전, 후 흡입관 후면의 유선 및 와도크기 비교

② 부유식 와류방지장치 설치 전, 후 토출량 비교

하천설계기준(KDS 51 60 30) 및 펌프장시설 설계기준(KDS 61 45 00)에 따라 와류로 인한 공기연행이 발생하지 않는 토출량을 최대토출가능 유량이라 정의할 수 있다. 따라서 실규모 흡수정 실험시설에서 부유식 와류방지장치 설치 전, 후 최대토출가능 유량을 비교했다. 토출량 비교를 위해 펌프의 출력을 변화시키며, 자유수면와류가 발생하지 않는 조건의 토출

량을 측정했다. 다음 그림은 동일한 펌프 출력(50 Hz)에 대해 흡입관 후면의 흐름양상을 비교한 그림이다. 부유식 와류방지장치 설치 전에는 흡입관 후면에 자유수면와류가 발생하기 시작한 후 점차 와류가 발달하여 공기연행이 발생한다. 반면, 부유식 와류방지장치 설치 후에는 약한 선회류가 발생하였으나, 공기연행이 발생하지 않았다. 따라서 공기연행이 발생하지 않는 조건의 토출량을 비교한 결과, 부유식 와류방지장치 설치 전에는 최대토출량이 0.1 ㎥/s, 설치 후에는 최대토출량이 0.28 ㎥/s로 측정되었다. 따라서 부유식 와류방지장치를 도입하는 경우 동일한 규모의 흡수정에서 같은 펌프를 사용하더라도 최대 운영 가능한 토출량을 상승시킬 수 있다는 장점이 있다.



a) 설치 전　　b) 설치 후

그림 2-2-172 부유식 와류방지장치 설치 전, 후 흡입관 후면의 와류발생 비교

③ 흡입관 내 물공급 전, 후 초기 토출량 비교

실내실험결과로부터 흡입관 내부에 물을 채우고 펌프를 운전하는 경우 펌프 출력이 안정화되기까지 소모되는 시간이 감소되는 것을 확인하였다. 실규모 실험 시설에서도 배관 내 물채움에 의한 효과를 검증하기 위해 다음 그림과 같이 흡입관 상부에 물채움을 위한 공급배관을 설치했다. 그리고 흡입과 내 물채움 전, 후 초기 토출량 변화에 미치는 영향을 비교했다.



그림 2-2-173 실규모 펌프 배관 내 물채움을 위한 물공급장치 추가

다음 그림은 펌프가동 10초 경과 후 물채움 전, 후 토출량의 변화를 비교한 결과이다. 10초 경과 후에는 물채움 전, 후에 관계없이 토출량이 약 0.075 ㎥/s로 유지되는 것으로 나타났다. 펌프가동 후 3초 까지는 흡입관 내부 물채움 전, 후 비슷한 토출량 상승곡선을 보이고 있으며, 4초~7초 구간에서 간헐적으로 토출량이 상승되나 9초 이후 점차 토출량이 일정하게 유지되었다. 따라서 흡입관 내 물채움을 통해 펌프운영 초기(2~3초) 동안 일시적인 토출량 상승효과를 줄 수 있을 것으로 추정되나, 펌프 작동 안정화(6~8초) 이후에는 토출량 변화에 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 실규모 실험시설의 경우, 실제 빗물펌프장의 구조와 동일하게 흡입관 하단에 수중펌프가 설치되어 있다. 최소운영수위기준에 따라 펌프가 물속에 위치하기 때문에 흡입관 내부 물채움에 의한 효과가 크게 나타나지 않았다.

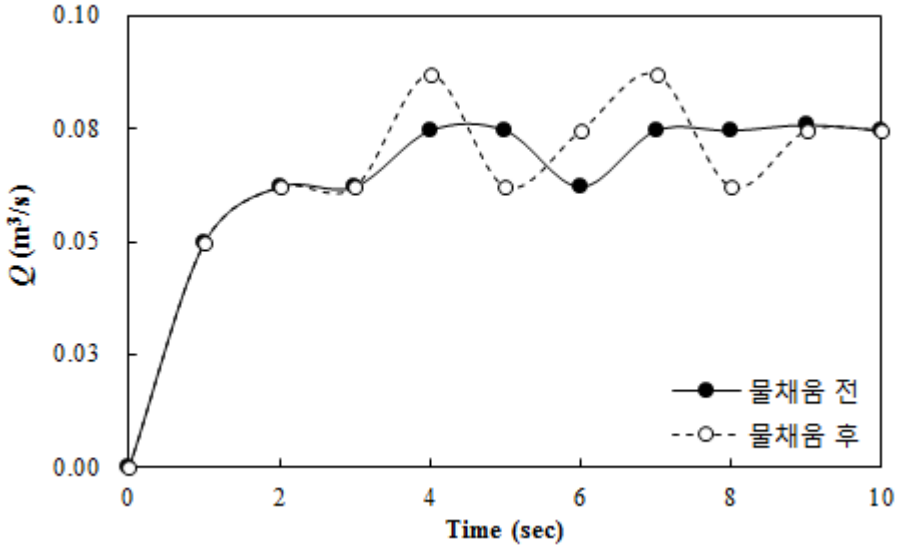


그림 2-2-174 흡입관 내 물채움 전, 후 초기 토출량 변화

(4) 간선저류지 관련 특성인자 분석 및 구조적 개선을 통한 저감효과 분석

(가) 간선저류지 관련 특성인자의 분석

간선저류지 관련 특성인자의 분석을 위하여 다음 그림과 같은 20ha의 소유역 5개로 구성된 총 100ha의 면적의 세장형(SF=0.25), 중앙형(SF=0.694), 집중형(SF=1.00)의 3가지 가상유역을 대상유역으로 선정하여 간선저류지 설치 및 유역 특성인자의 변화에 따른 관계를 분석하였다.

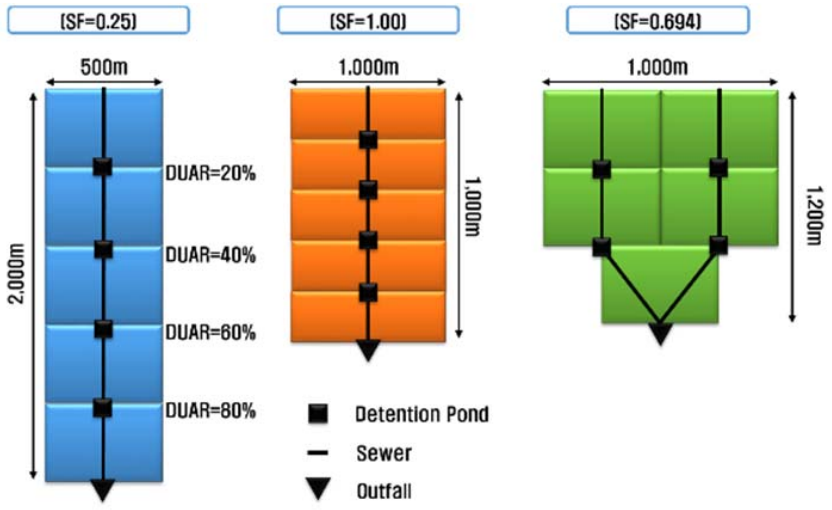


그림 2-2-165 가상유역 설정



그림 2-2-175 분석을 위한 모의조건

유역 특성인자는 도시유역의 특성을 나타내는 유역 특성인자로서 형태 및 크기와 관련된 면적(A), 형상(SF)과 유출계수와 관련된 CN 값 및 유출과 관련된 첨두유량(Qp) 등을 선정하여 연구를 진행하였으며, 저류지의 수문학적 특성을 나타내기 위하여 다음과 같은 특성인자를 선정하여 분석하였다.

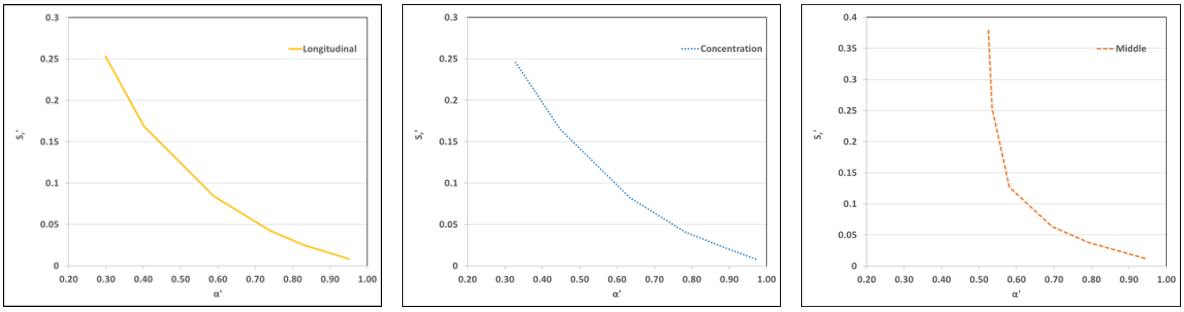
첨두유량비 : $\alpha' = Q'_{ap} / Q'_{bp}$

유역저류비 : $S'_r = V_s / Q_a$

도달시간비 : $\gamma = t_{pb} / t_{pa} = t_{cb} / t_{ca}$

가상유역의 형상별로 유역특성인자 변화에 따른 저류지 특성인자의 변화관계를 분석하였다.

유역 형상별 유역저류비와 첨두유량비의 관계는 아래 그림에서 보는 바와 같이 3가지 형상의 유역에서 모두 유역저류비가 작을수록 첨두유량비가 커지는 것을 알 수 있었다.



세장형 집중형 중간형

그림 2-2-176 유역저류비와 첨두유량비의 관계

또한 저류지 특성인자인 첨두유량비, 유역저류비, 도달시간비와 유역형상의 관계를 분석한 결과는 다음 그림과 같은 결과를 나타내었다.

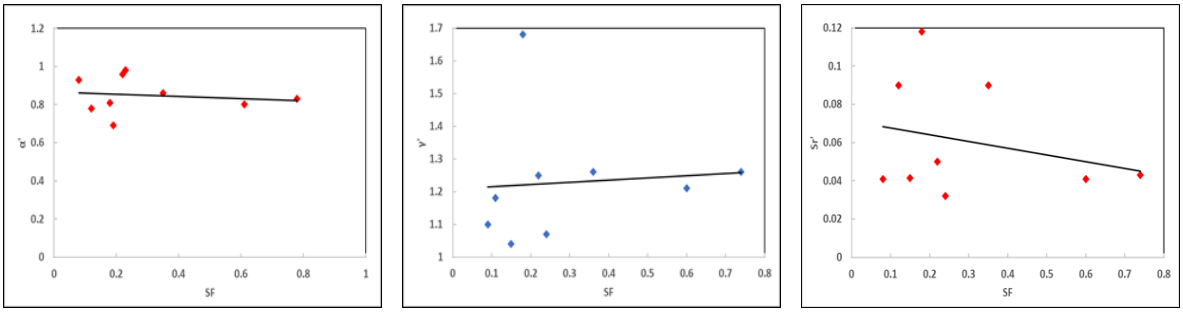


그림 2-2-177 간선저류지 수문 특성인자 관계 분석

이상의 특성인자들의 관계를 분석한 결과를 이용하여 저류지 수문특성인자간의 회귀식을 산정하였다.

표 2-2-15 저류지 수문특성인자간의 회귀식

구 분		관계식
종속변수	독립변수	
V_s	Q_a	$V_s = 0.0386Q_a + 1137$
α'	γ	$\alpha' = -0.3005\gamma + 1.2227$
S_r'	α'	$S_r' = -0.2222\alpha' + 0.2506$
S_r'	γ	$S_r' = 0.1147\gamma - 0.0799$

(나) 구조적 개선을 통한 내수침수 저감효과 분석

도림1 배수분구를 대상으로 구조적 개선 및 우수유출저감시설 설치에 따른 유역의 내수침수 저감효과를 분석하였다. 설계 후 시공과정에서 발생한 역경사 구간을 개선하고 우회관거를 설치, 저류지 설치에 따른 침수저감효과를 분석하였다.

구조적 개선을 통한 내수침수저감효과를 분석하기 위하여 4가지 Case는 다음과 같다.

Case 1 : 대상유역 내 역경사 구간 및 단차 개선

Case 2 : 간선 우수관거 구간 중 침수가 최대로 발생하는 구간에 우회관거 설치 (2.5 X 2.0)

Case 3 : 침수가 최대로 발생하는 구간에 저류지 설치 (V=30,000㎥)

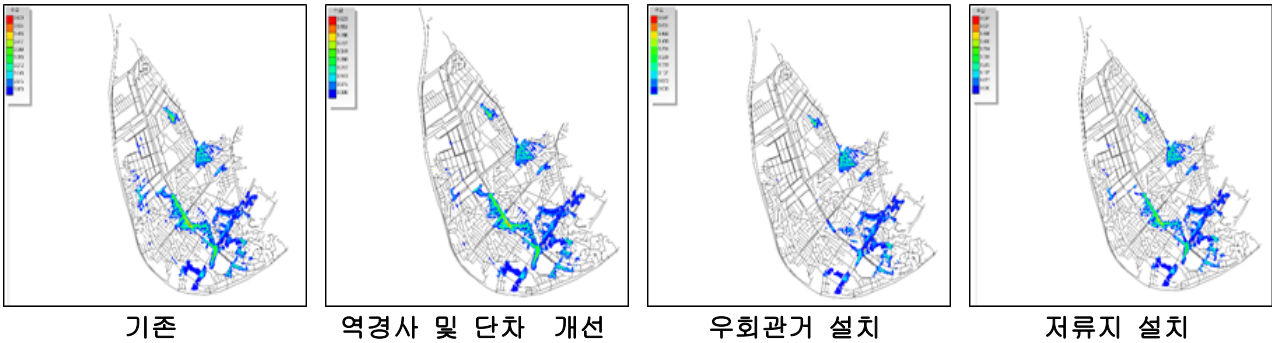


그림 2-2-178 구조적 개선에 따른 침수저감효과 분석

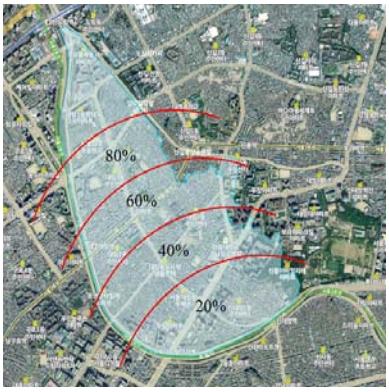
표 2-2-16 구조적 개선에 따른 침수저감효과 분석

구분	침수셀의 개수 (Upper 0.3m)	침수면적 (m^2) (Upper 0.3m)	침수저감율 (%)
Case 1	345	42,625.99	-3.36
Case 2	318	39,290.04	-10.92
Case 3	336	41,514.01	-5.88

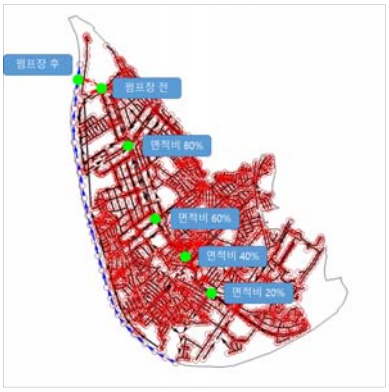
우수유출저감시설 설치로 인한 내수침수저감효과를 검토한 결과 대부분의 Case에서 침수가 저감되는 것으로 분석되었으며, 우회관거가 설치되었을 때 가장 큰 효과를 나타내는 것으로 분석되었다. 유역의 크기 및 형상에 따른 우수유출저감시설의 효율이 달라질 수 있으므로 추후 다양한 크기와 형상의 유역을 고려한 분석이 필요한 것으로 판단된다.

(다) 간선저류지 방류조건을 고려한 내수침수저감효과 분석

간선저류지에 저류된 유량의 방류를 고려한 대상유역의 내수침수 저감효과 분석을 위하여 앞에서 분석한 방법과 마찬가지로 저류지 상류부 면적비가 20% ~ 80% 인 지점에 앞에서 가정한 간선저류지의 최대 용량이 3,000 m^3인 간선저류지를 설치하고 하류에 위치한 우수관거로 방류하는 것으로 가정하였을 때 첨두유량 저감효과를 분석하였다. 저류지 상류부 면적비가 20%인 지점에 간선저류지를 설치하였을 경우에 저류지 상류부 면적비가 40%, 60%, 80%인 지점, 빗물펌프장 전, 후 지점으로 각각 방류하였을 경우의 첨두유량을 분석하였으며, 상류부 면적비가 40%인 경우에는 면적비 60%, 80%인 지점, 빗물펌프장 전, 후 지점, 상류부 면적비가 60%인 경우에는 80%인 지점, 빗물펌프장 전, 후 지점, 상류부 면적비가 80%인 경우에는 빗물펌프장 전, 후 지점에 방류를 하는 것으로 가정하였다. 방류를 위한 관거의 제원은 저류지 암거방류시설의 간편설계기법(장주영, 2010)의 내용을 반영하여 직경 700 mm인 관거를 방류를 위한 관거로 설정하였고 강우는 이전과 동일한 강우를 사용하였다.



도림1 배수분구 면적에 따른 분배



상류부 면적비를 고려한 저류지 설치 위치

그림 2-2-179 도림1 배수분구 면적에 따른 분배 및 간선저류지 설치 위치

표 2-2-17 간선저류지 설치위치 및 방류지점에 따른 침수저감효과

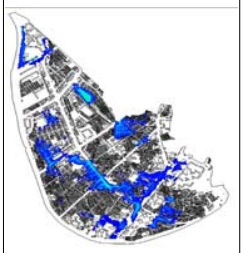
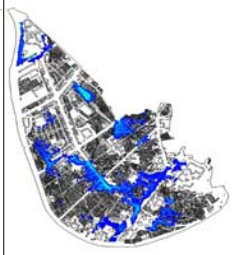
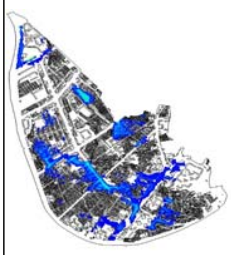
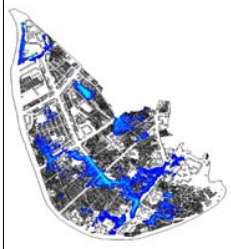
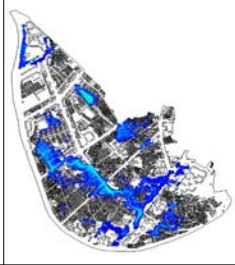
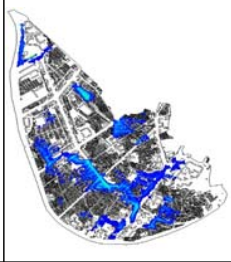
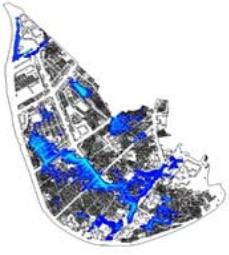
	모의된 침수구역				
	DUAR 40%	DUAR 60%	DUAR 80%	대림 3 펌프장 이전	대림 3 펌프장 이후
DUAR 20%					
DUAR 40%	-				
DUAR 60%	-	-			
DUAR 80%	-	-	-		

표 2-2-18 간선저류지 설치위치 및 방류지점에 따른 침수저감효과

간선저류지 설치위치	우회관거 방류지점	침수셀의 갯수 (Upper 0.3m)	침수면적(㎡) (Upper 0.3m)	침수저감율(%)
Not installed	-	357	44,108.64	-
DUAR 20%	DUAR 40%	336	41,514.01	-5.88
	DUAR 60%	**275**	**33,977.24**	**-22.97**
	DUAR 80%	299	36,942.53	-16.25
	대림3 배수펌프장 이전	**282**	**34,842.12**	**-21.01**
	대림3 배수펌프장 이후	301	37,189.63	-15.69
DUAR 40%	DUAR 60%	318	39,290.04	-10.92
	DUAR 80%	323	39,907.81	-9.52
	대림3 배수펌프장 이전	**307**	**37,930.96**	**-14.01**
	대림3 배수펌프장 이후	364	44,973.51	1.96
DUAR 60%	DUAR 80%	493	60,911.92	38.10
	대림3 배수펌프장 이전	**329**	**40,649.13**	**-7.84**
	대림3 배수펌프장 이후	345	42,625.99	-3.36
DUAR 80%	대림3 배수펌프장 이전	514	63,506.55	43.98
	대림3 배수펌프장 이후	**324**	**40,031.37**	**-9.24**

간선저류지 방류조건에 따른 내수침수저감효과를 검토한 결과 대부분의 Case에서 기존에 비해 침수가 저감되는 것으로 분석되었다. 간선저류지를 저류지 상류부 면적비 20% 지점에 설치하였을 경우 방류지점이 상류부 면적비 60%, 펌프장 전 지점에서 침수저감효과가 가장 큰 것으로 나타났으며, 상류부 면적비 40% 지점과 60% 지점에 설치하였을 경우에는 펌프장 전 지점으로 방류시켰을 때 침수저감효과가 가장 큰 것으로 나타났다. 상류부 면적비 80% 지점에 저류지를 설치하였을 경우 방류지점을 펌프장 후 지점으로 설정하였을 경우 침수저감효과가 가장 큰 것으로 나타났다.

4) 2-3세부(경기대학교)

가) 1차년도 연구수행 결과

2-3세부에서는 1단계(1차년도) 연구에서 국내· 외 관거시설의 설계기법 및 시설기준을 조사 분석하기 위하여 국내의 도로배수시설 설계 및 유지관리지침(2003, 국토해양부), 하수도시설기준(2011, 환경부), 도시부 도로배수시설 설계 잠정 지침(2012, 국토해양부)의 시설기준과 일본의 하수도시설계획 설계지침과 해설(2009, 일본하수도협회) 및 미국의 Urban Drainage Design Manual(2009, FHWA), Stormwater Collection Systems Design Handbook(2001, Mays), Urban Storm Drainage Criteria Manual(2008, UD & FCD)의 시설기준 중에서 관거시설에 관련한 내용을 조사하고 분석하였으며, 분석된 결과를 각 시설별로 비교하고 정리하였고, 국내의 관거시설 기준의 개선 및 보완이 필요한 부분을 도출하였다.

또한, 우수유출저감시설의 설계기법 및 시설기준의 조사 및 분석을 위하여 국내의 우수유출저감시설 설치기법 연구 종합보고서(2003, 국립방재연구소), 하천설계기준 · 해설(2009, 한국수자원학회), 우수유출저감시설의 종류 · 구조 · 설치 및 유지관리기준(2010, 소방방재청)의 시설기준과 미국의 Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems(1992, ASCE), Municipal Strom Water Management(1995, Debo), 일본의 방재조절지 등 기술기준(안)(2007, 일본하천협회), 유역저류시설 등 기술기준(안)(2007, ARSIT), 대규모 택지개발에 따른 조정지 기술기준(안)(2015, 니가타현 하천관리과)의 시설기준 중에서 저류지와 우수유출저감시설에 관련한 내용을 조사하고 분석하여, 시설별로 비교하고 정리하였다.

(1) 우수관거시설 현황 및 설계 기술 분석

(가) 관거시설 시설기준 조사 및 분석

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
설계기법	우수배수계획	계획우수량	최대계획우수유출량의 산정은 합리식에 의하는 것을 원칙으로 하되, 필요에 의해서 다양한 우수유출산정방법들이 사용 가능하다. 우수유출량 산정식 : •합리식 $Q=\frac{1}{360}C \cdot I \cdot A$ Q : 최대계획우수유출량(m^3/s) C : 유출계수 I : 유달시간(t)내의 평균강우강도 (mm/h) $I=a/(tm+b)n$ 단, a, b, m, n은 정수 A : 배수면적(ha)	최대계획우수유출량의 산정은 합리식에 의하는 것을 원칙으로 하되, 충분한 실적에 근거하여 검토를 행한 경우에는 실험식에 의해서도 가능하다. 우수유출량 산정식 : •합리식 $Q=\frac{1}{360}C \cdot I \cdot A$ Q : 최대계획우수유출량(m^3/s) C : 유출계수 I : 유달시간(t)내의 평균강우강도 (mm/h) $I=a/(tm+b)n$ 단, a, b, m, n은 정수 A : 배수면적(ha) •실험식 $Q=\frac{1}{360}C \cdot R \cdot A \cdot \sqrt{S/A}$ Q : 최대계획우수유출량(m^3/s) C : 유출계수 R : 강우강도(mm/h) A : 배수면적(ha) S : 지표 평균 경사 n : 상수(4또는 6)	최대계획우수유출량 산정식 중 합리식에 의한 산정방법을 추천하되, Stochastic Methods, USGS Regression Equations, SCS(NRCS) Peak Flow Method도 사용 가능하다. 우수유출량 산정식 : •합리식 $Q=\frac{1}{360}C \cdot I \cdot A$ Q : 최대계획우수유출량(m^3/s) C : 유출계수 I : 유달시간(t)내의 평균강우강도 (mm/h) $I=a/(tm+b)n$(a, b, m, n은 정수) A : 배수면적(ha) •USGS Regression Equations $RQ_T=aA^bB^cC^d$(Rural Equations) RQ_T : T년 첨두유량 a : 회귀 상수 b,c,d : 회귀 계수 A,B,C : 유역 특성 표 제시(Urban Equations) •SCS(NRCS) Peak Flow Method $q_p=q_u A_k Q_D$ q_p : 첨두유량($m^3/s, ft^3/s$) q_u : 단위첨두유량 ($m^3/s/km^2/mm, ft^3/s/mi^2/in$) A_k : 유역면적(km^2, mi^2) Q_D : 유출깊이 (mm, in)	$Q_D=\frac{(P-0.2S_R)^2}{P+0.8S_R}$ P : 24시간 강우(mm, in) S_R : 지면보류(mm, in)

한국과 일본 및 미국의 관거시설의 설계 시에는 사용되는 계획우수량은 최대 계획우수량을 사용하며, 최대 계획우수량의 산정에는 합리식을 일반적으로 사용하고 있으며, 일본의 경우에는 일본의 각 지자체의 경험적인 방법으로 산정이 가능하도록 실험식을 제시하고 있으며, 미국의 경우에는 합리식 이외에도 도시유역과 기타유역으로 구분하여 유출량을 계산할 수 있는 경험적인 표로부터 첨두유량을 계산하는 USGS 방법과 배수 유역의 개발에 따른 유역의 특성의 변화를 고려하여 유역의 첨두유량을 계산할 수 있는 SCS의 첨두유량 산정법을 제시하고 있다. 이는 합리식이 가지는 첨두유량의 과대 산정 부분을 보완하기 위하여 제시된 방법이다. 이와 같이 국외에는 합리식이 가지고 있는 유역의 특성 변화를 미고려하는 기본적인 단점을 보완하여 보다 실제적인 도시유역의 첨두유량 산정식에 대한 방법들을 제시하고 있다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
설계기법	우수배수계획	계획우수량	**유출계수 :** •토지이용도별 기조 유출계수로부터 총괄유출계수를 구함 $\cdot C=\sum_{i=1}^{m} C_i \cdot A_i / \sum_{i=1}^{m} A_i$ C : 총괄유출계수 C_i : i번째 토지이용도별 기조 유출계수 A_i : i번째 토지이용도별 총면적 m : 토지이용도의 수 **강우강도 :** •전대수 다항식 형태의 확률 강우강도식 제시 $\cdot \ln(I)=a+b\ln(t)+c(\ln(t))^2+d(\ln(t))^3+e(\ln(t))^4+f(\ln(t))^5+g(\ln(t))^6$ **확률년수 :** •10 ~ 30년 **유달시간 :** •유입시간(최소단위배수구의 지표면 특성(Kerby 식 $t_1=1.44(\frac{L \cdot n}{S^{1/2}})^{0.467}$)) + 유하시간((최상류관거부터 하류관거 지점)/계획유량에 따른 유속 ($T_2=\frac{L}{60V}$)) t_1 : 유입시간(min) l : 지표면거리(m) S : 지표면의 평균경사 n : 조도계수에 유사한 지제 계수	**유출계수 :** •토지이용도별 기조 유출계수로부터 총괄유출계수를 구함 $\cdot C=\sum_{i=1}^{m} C_i \cdot A_i / \sum_{i=1}^{m} A_i$ C : 총괄유출계수 C_i : i번째 토지이용도별 기조 유출계수 A_i : i번째 토지이용도별 총면적 m : 토지이용도의 수 **강우강도 :** •유달시간이 짧은 관거 등_Talbot형 •장시간 강우강도_Cleveland형 **확률년수 :** •5 ~ 10년 **유달시간 :** •유입시간(최소단위배수구의 지표면특성(Kerby 식 $t_1=(\frac{2}{3}\times 3.28\frac{l \cdot n}{S^{1/2}})^{0.467}$)) + 유하시간((최상류관거부터 하류관거 지점)/계획유량에 따른 유속 ($T_2=\frac{L}{60V}$)) t_1 : 유입시간(min) l : 경사거리(m) S : 사면 비탈 3.28 : 피트를 미터로 환산한 값 n : 조도계수에 유사한 지제 계수	**유출계수 :** •토지이용도별 기조 유출계수로부터 총괄유출계수를 구함 $\cdot C=\sum_{i=1}^{m} C_i \cdot A_i / \sum_{i=1}^{m} A_i$ C : 총괄유출계수 C_i : i번째 토지이용도별 기조 유출계수 A_i : i번째 토지이용도별 총면적 m : 토지이용도의 수 **강우강도 :** IDF곡선 활용 **확률년수 :** •10년 **유달시간 :** •유입시간(Kinematic wave 식 $T_H=\frac{K_n}{I^{0.4}}(\frac{nL}{\sqrt{S}})^{0.6}$) +유하시간($T_H=\frac{L}{60V}$) t_1 : 유입시간(min) n : 조도계수 L : 지표면거리(m) I : 강우강도(mm/hr, in/hr) S : 지표면경사 K_n : 경험적상수(=6.92)	
설계기법	우수배수계획	계획우수량	**배수 면적 :** •지형도를 기조로 구함 **수문곡선 모의 :** •ILLUDAS, SWMM, FFC-2Q모형 등 이용	**배수 면적 :** •지형도를 기조로 구함	**배수 면적 :** •지형도를 기조로 구함 **수문곡선 모의 :** Snyder Synthetic Unit Hydrograph, SCS(NRCS) Tabular Hydrograph, SCS(NRCS) Synthetic Unit Hydrograph 등 이용	
		우수관거계획	**계획우수량 :** •합류식 관거(=계획우수량 + 계획시간최대오수량) **관거의 배치 :** •수두손실 최소, 주변 환경 고려 **관거의 단면형상 및 경사 :** •퇴적되지 않는 적정 유속 확보 **우수관거의 수리계산 :** •방류수역의 계획외수위 고려 **기타사항 :** •기존 배수로 이용	**계획우수량 :** •합류식 관거(=계획우수량 + 계획시간최대오수량) **관거의 배치 :** •수두손실 최소, 주변 환경 고려 **관거의 단면형상 및 경사 :** •퇴적되지 않는 적정 유속 확보 **우수관거의 수리계산 :** •방류수역의 계획외수위 고려 **기타사항 :** •기존 배수로 이용 •지진시 기능을 잃지 않는 구조 고려	**설계 용량 :** •인구, 장래 용량 증가, 산업단지 등 경제 분석 동반	**설계 용량 :** •관거의 우수설계 용량 산정시 다양한 조건을 검토하여 산정 **기타사항 :** •지진시 기능을 잃지 않는 구조 고려의 필요성

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	총설	계획하수량	**우수관거 계획하수량 :** •계획우수량 이용 **합류식 관거 계획하수량 :** •계획시간최대오수량+계획우수량 **차집관거 계획하수량 :** •우천시 계획오수량 이용 **기타사항 :** •오수관거여유율(계획시간최대오수량) 200 ~ 600mm 미만 100% 700 ~ 1500mm 미만 50 ~ 100% 1650 ~ 3000mm 25 ~ 50% •우수관거 및 합류관거 여유율 계산 방법 제시	**우수관거 계획하수량 :** •계획우수량 이용 **합류식 관거 계획하수량 :** •계획시간최대오수량+계획우수량 **차집관거 계획하수량 :** •우천시 계획오수량 이용 **기타사항 :** •오수관거여유율(계획시간최대오수량) 700mm 미만 100% 1650mm 미만 50 ~ 100% 3000mm 미만 25 ~ 50% •우수관거 및 합류관거 여유율 계산 방법 제시		 [차집관거로의 흐름]
		유량 계산	**유량계산 :** •Manning 공식 •Kutter 공식 •Hazen.Williams공식(압송의 경우) **가타사항 :** •관 재질에 따른 조도계수 및 유속계수 제시 •관거 단면에 따른 수리특성곡선 제시	**유량계산 :** •Manning 공식 •Kutter 공식 •Hazen.Williams공식(압송의 경우)	**유량계산 :** •Manning 공식	

합리식에 의한 계획우수량 산정시 필요한 유출계수는 동일한 방법으로 평균유출계수를 산정하였으며, 강우강도는 각 나라에서 상용되는 방법을 준용하고 있으며, 관거시설의 확률년수는 국내의 경우 방재성 강화 측면에서 미국과 일본보다 다소 높게 선정되었다. 또한 국내와 미국의 경우에는 단순 첨두유량만을 고려하는 것이 아니라 강우의 시간적 변화를 고려하여 수문곡선을 모의 하는 방법으로 관거시설의 용량을 설계 하고 있다. 일반적인 우수관거 계획은 한국과 일본은 미국 보다 자세한 방법으로 제시되고 있으며, 일본의 경우에는 지진에 안전한 구조를 고려하고 있다.

한국과 일본의 경우 계획하수량은 계획우수량을 이용하고 있으며, 합류식관거와 차집관거의 계획하수량은 동일한 기준을 적용하고 있으나 미국의 경우에는 계획하수량에 대한 기준이 제시되지 않고 있다.

관거에서의 유량 계산은 한국, 일본 및 미국이 기본적으로 Manning 공식을 적용하여 계산하고 있으나 한국과 일본의 경우에는 압력관과 압송의 경우로 나누어서 Kutter 및 Hazen Willianms 공식을 사용하고 있다.

| 관거시설 | 총설 | 유속 및 경사 | **유속 :**
•하류방향으로 흐름에 따라 점차 증가
•오수관거시
최소 0.6m/s, 최대 3.0m/s
•우수관거 및 합류관거시
최소 0.8m/s, 최대 3.0m/s
•이상적인 유속
1.0 ~ 1.8m/s

경사 :
•하류방향으로 흐름에 따라 점차 감소 | **유속 :**
•하류방향으로 흐름에 따라 점차 증가
•오수관거시
최소 0.6m/s, 최대 3.0m/s
•우수관거 및 합류관거시
최소 0.8m/s, 최대 3.0m/s
•이상적인 유속
1.0 ~ 1.8m/s

경사 :
•하류방향으로 흐름에 따라 점차 감소
•이론적으로 수면경사
•배수 등의 영향이 없을 경우 관바닥 경사 | **유속 :**
•최소 0.9m/s 최대 3m/s

경사 :
•최소 0.1%
•최대 16% | **경사 :**
경사의 최대값 제시를 통해 관내 질식현상 방지 |
| | | 관거시설계획 | **동수경사 :**
•동수경사선을 계산하여 시설계획을 세움
•마찰손실만 고려(개수로) | **동수경사 :**
•동수경사선을 계산하여 시설계획을 세움
•마찰손실만 고려(개수로) | **동수경사 :**
•동수경사선을 계산하여 시설계획을 세움
•마찰손실, 국부손실 고려(관수로) | **동수경사 :**
•일반적으로 긴 관수로(L/D=3000 이상)의 계획 및 설계에서는 출구, 입구, 만곡, 급확대, 급축소, 합류부, 맨홀에서의 운동량과 난류 발생에 의한 소손실을 무시하고 마찰손실만을 고려하여 계산하지만 짧은 관수로의 설계에서는 이러한 소손실이 마찰손실보다 더 큰 영향을 미칠 수 있음. |

관거시설	총설	관거시설계획			접합손실 : • $H_j = \frac{(Q_0V_0)-(Q_iV_i)-(Q_iV_i\cos\theta)}{0.5g(A_0+A_i)} + h_i - h_0$ H_j : 접합손실 $(m,\ ft)$ Q_0, Q_i, Q_i : 유출부, 유입부, 측면부 유량 $(m^3/s,\ ft^3/s)$ V_0, V_i, V_i : 유출부, 유입부, 측면부 속도 $(m/s,\ ft/s)$ h_0, h_i : 유출부, 유입부 속도수두 $(m,\ ft)$ A_0, A_i : 유출부, 유입부 단면적 $(m^2/s,\ ft^2/s)$ θ : 유입관과 유출관의 각도 맨홀손실 : • $H_{ch} = K\left(\frac{V_0^2}{2g}\right)$ $K = K_0C_DC_dC_QC_pC_B$ K : 보정된 손실계수 K_0 : 맨홀 크기에 따른 초기의 손실수두계수 C_D : 관직경 보정계수(압력관만) C_d : 수심 보정계수 C_Q : 상대흐름 보정계수 C_p : 급경사 흐름 보정계수 C_B : 벤칭 보정계수 V_0 : 유출관 속도	

관거내 설계 유속의 경우에는 한국과 일본은 오수와 우수관거로 구분하여 최소 및 최대 유속을 제시하고 있으며, 이상적인 유속을 제시하고 있으나, 미국의 경우에는 우수관거의 최소 유속과 최대 유속만을 제시하고 있으며, 최대 유속은 동일하지만 최소 유속에서는 약간의 차이를 보이고 있다.

관거의 설치 및 경사를 결정하기 위해서는 한국, 일본 및 미국의 경우 모두 동수경사선을 계산하여 적용하고 있으며 한국과 일본의 경우 마찰손실만을 고려하려 계산하고 있지만 미국의 경우에는 표에 제시된 손실을 계산할 수 있는 방법을 이용하여 마찰손실 및 국부손실을 고려하여 설계에 반영하고 있다.

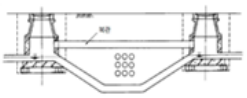
대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	관거	관거종류	**관거 종류 :** •외압에 충분히 견디며 KS제품과 동등한 성능 이상의 재료 사용	**관거 종류 :** •유량, 수질, 부설 장소의 상황, 외부압력, 압력, 이용방법, 관의 성질, 강도, 형상, 공사비, 향후유지 관리 등을 충분히 고려하여 선택	**관거 종류 :** •I&IM LD (D) 121를 참고하여 관 재료 결정(Instructional & Informational Memorandum	
		관거단면	**관거 단면 선택 :** •수리학적으로 유리할 것 •하중에 대해 안전할 것 •시공비가 저렴할 것 •유지관리가 용이할 것 •시공장소의 상황에 잘 적응될 것 **관거 단면 종류 :** •원형, 직사각형, 말굽형 계란형, 분할관, T자관(직사각형 또는 말굽형 단면의 경우 인버트 권장)	**관거 단면 선택 :** •수리학적으로 유리할 것 •하중에 대해 안전할 것 •시공비가 저렴할 것 •유지관리가 용이할 것 •시공장소의 상황에 잘 적응될 것 **관거 단면 종류 :** •원형, 직사각형, 말굽형 계란형, 분할관, T자관	**관거 단면 선택 :** •원형관에 대하여 첨두유량에 따른 최소 단면을 구하여 그 단면보다 큰 관거 선택 • $D_r = \left[\frac{Qn}{K_Q\sqrt{S_0}}\right]^{0.378}$ D_r : 관거 직경 Q : 유량$(m^3/s, ft^3/s)$ n : mannning 계수 K_Q : 0.312(0.46 English units) S_0 : 동수경사 •만약 맨홀이나 유입구에서 과부하 발생시 단면 크기 확장(동수경사선 이용) **관거 단면 종류 :** 원형	**관거 단면 선택 :** 동수경사선을 이용하여 관거 단면 크기 선택

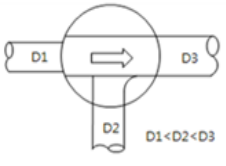
관거의 종류는 각 나라에서 제공하는 표준 규격에 의하여 현장여건을 반영하여 사용하고 있으며, 관거의 단면은 일반적으로 최소단면을 사용하는 것을 기준으로 미국의 경우에는 과부하 발생부를 고려하여 단면을 확장하고 있으며, 한국과 일본의 경우에는 유지관리 및 시공에 관련한 사항에 대한 사항을 추가적으로 고려하고 있다, 또한 관거의 단면은 미국의 경우에는 원형을 일반적으로 사용하고 있으나 한국과 미국의 경우에는 다양한 관(원형, 직사각형, 말굽형, 계란형 등)을 사용하고 있다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	관거	관거단면	**관거 표준 :** •원형 또는 직사각형(소규모 하수도는 원형 또는 계란형)	**관거 표준 :** •원형 또는 직사각형(소규모 하수도는 원형 또는 계란형)	**관거 표준 :** •원형 **관거 설계 빈도 :** •갓길의 유무, 도로설계 속도, 지역에 따른 설계 빈도 표 제시	**관거 설계 빈도 :** 질식현상의 위험이 있는 구역의 설계 빈도를 충분히 상향
		최소관경	**최소관경 :** •오수관거 200mm •우수관거 및 합류관거 250mm	**최소관경 :** •오수관거 200mm •우수관거 및 합류관거 250mm •하수량 증가 예상 없을시100mm 가능 •압송식 30mm	**최소관경 :** •지역 첨두유량에 따른 관경을 구하여 최소관경으로 함	
		매설	**매설위치 :** •공공도로(기본)_도로관리자와 협의 •하저 횡단_하천관리자와 협의 •철도횡단_영향이 없도록 깊이 매설 •사유지_토지소유자와 협의 **매설깊이 :** •최소 흙두께 1m 원칙 •본선 해당도로포장두께 +0.3m(>1m) •본선이외_차도 해당도로포장두께 +0.3m(>0.6m) •본선이외_보도 0•5m 이하로 하지 않을 것 **관거표시 :** •오접 및 굴착파손 방지	**매설위치 :** •공공도로(기본)_도로관리자와 협의 •하저 횡단_하천관리자와 협의 •철도횡단_영향이 없도록 깊이 매설 •사유지_토지소유자와 협의 **매설깊이 :** •본선 해당도로포장두께 +0.3m(>1m) •본선이외_차도 해당도로포장두께 +0.3m(>0.6m) •본선이외_보도 0.5m 이하로 하지 않을 것 **기타사항:** 한랭지 시공시 동결심도 고려	**매설위치 :** **매설깊이 :** •동결 방지 및 절연, 부력 고려	
관거시설	관거	보호	**관거의 보호 :** •외압 및 내면 보호 **기초공 :** •강성관거 및 연성관거 기초공	**관거의 보호 :** •외압 및 내면 보호 •지진시 대책(액상화 고려) **기초공 :** •강성관거 및 연성관거 기초공		
		접합	**관거의 접합 :** •수면접합 또는 관정접합 원칙 •지표경사가 급할시 단차접합(1.5m이내) 또는 계단접합(0.3m이내) •단차가 0.6m 이상시 부관 사용 •고낙차 발생시 드롭샤프트 검토 •관거 합류시 교각 60°이하 •곡선 합류시 내경 5배 이상의 곡률반경 사용 **관거의 연결 :** •수밀성 및 내구성 필요(지하수 유입방지) •내진성 필요, 연약지반, 주요관거시 연성연결 사용	**관거의 접합 :** •수면접합 또는 관정접합 원칙 •지표경사가 급할시 단차접합 또는 계단접합 •단차가 0.6m 이상시 부관 사용 •고낙차 발생시 드롭샤프트 검토 •관거 합류시 교각 60°이하 •곡선 합류시 내경 5배 이상의 곡률반경 사용 **관거의 연결 :** •수밀성 및 내구성 필요 •연약지반시 연성연결		

한국과 일본의 경우에는 최소관경의 기준을 추가적으로 제시하고 있으며, 관거의 매설위치와 깊이, 보호 및 관거의 접합 및 연결 등에 대한 구체적인 기준을 제시하고 있으나 미국의 경우에는 이에 대한 구체적인 기준이 제시되지 않고 있다.

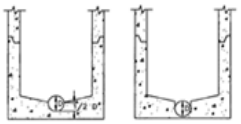
역사이펀의 기본적인 구조는 한국과 일본 및 미국이 동일한 구조를 제시하고 있으며, 설치 및 유지관리에 대한 기본 사항도 동일하게 제시하고 있으나, 유지관리 측면에서는 미국의 기준이 보다 자세하며, 관거 유속의 변화에 따른 퇴적 방지에 대한 기준은 한국과 일본만 제시하고 있다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	관거	역사이펀	**구조 :** •장애물 양측에 수직으로 역사이펀실을 설치하고 이것을 수평 또는 하향 경사의 역사이펀 관거로 연결 **역사이펀실 :** •수문설비 및 0.5m 깊이 이토실 설치 •5m이상 깊을시 배수펌프 설치대 설치 **설치 :** •복수로 설치(폐쇄시, 청소시 대책) **유속 :** •단면을 축소하여 상류측 관거 유속의 20 ~30% 증가(관거내 퇴적 방지)	**구조 :** •장애물 양측에 수직으로 역사이펀실을 설치하고 이것을 수평 또는 하향 경사의 역사이펀 관거로 연결 **역사이펀실 :** •수문설비 및 0.5m 깊이 이토실 설치 •5m이상 깊을시 배수펌프 설치대 설치 **설치 :** •복수로 설치(폐쇄시, 청소시 대책) **유속 :** •단면을 축소하여 상류측 관거 유속의 20 ~30% 증가(관거내 퇴적 방지)	**설치 :** •복수로 설치 •청소유속은 넓은 범위의 유량에서 가능하여야 함 •수리학적 손실 최소화 목표 •급격한 경사변화는 피할 것 •사이폰의 상향경사 부분은 유지관리가 어렵지 않도록 너무 깊어서는 안됨 •사이폰의 길이에 따라 관 지름의 변화가 없어야 함	 [역사이펀]

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	맨홀	맨홀	**설치위치 :** •관거의 기점, 방향, 경사 및 관경 등의 변화, 단차, 합류 및 유지관리가 필요한 장소에 반드시 설치 **설치간격 :** •600mm 이하 관 : 최대 75m •1000mm 이하 관 : 최대 100m •1500mm 이하 관 : 최대 150m •1650mm 이하 관 : 표준 200m **종류 및 구조 :** •접합관경에 따른 표준맨홀 및 특수맨홀의 형상별 용도 제시 •합류맨홀 선정표 제시	**설치위치 :** 관거의 기점, 방향, 경사 및 관경 등의 변화, 단차, 합류 및 유지관리가 필요한 장소에 반드시 설치 **설치간격 :** •600mm 이하 관 : 최대 75m •1000mm 이하 관 : 최대 100m •1500mm 이하 관 : 최대 150m •1650mm 이하 관 : 표준 200m •관 청소 기술 및 비용감축의 관점에서 유지관리 가능 범위가 늘고 있음 (예 : 소형관 맨홀간격 100m) **종류 및 구조 :** •하수도용 철근콘크리트 조립 맨홀 •하수도용 레진콘크리트 맨홀 •특수 맨홀	**설치위치 :** •두 개 또는 세 개 이상의 빗물배수 범위가 있는 곳 •파이프 크기가 변하는 곳 •관 정렬에 변화가 있는 곳 •단차가 발생하는 곳 **설치간격 :** •300 ~ 600mm 관 : 100m •700 ~ 900mm 관 : 125m •1000 ~ 1400mm 관 : 150m •1500mm 이상 관 : 300m **종류 및 구조 :** •프리캐스트 콘크리트 맨홀(주사용) •T형 맨홀(다량의 빗물 배수시) •깊이 1.5 ~ 3.0m 표준 •너비 1.2 ~ 1.5m 표준 •깊은 맨홀 사용시 토압 및 지하수 침투 방지 **기능 :** •유지보수 접근, 흐름의 교차점, 압력 방출 및 환기	 [중간맨홀]  [합류맨홀]

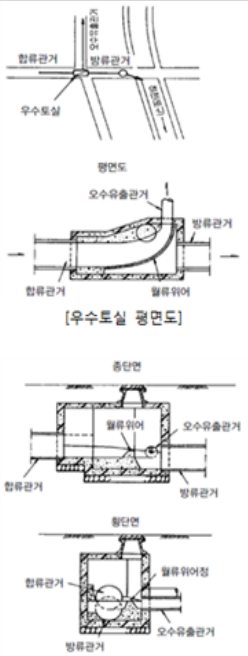
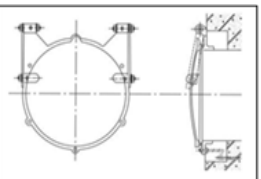
맨홀의 설치 위치는 한국과 일본 및 미국이 유사한 기준을 제시하고 있으며, 설치간격은 한국과 일본은 동일한 기준을 제시하고 있으나 미국의 경우에는 한국과 일본보다 설치 간격이 조금 더 길게 제시되고 있다.

맨홀의 종류 및 구조는 한국과 일본 및 미국이 유사한 종류 및 구조를 사용하고 있으며, 맨홀 부속물인 인버트의 설치 기준은 한국과 일본은 유사한 기준을 제시하고 있으나 미국의 경우에는 경사 및 에너지 손실 부분에 대한 부가적인 설치 기준을 제시하고 있다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	맨홀	맨홀	**기타사항:** •작업원을 고려한 높이 1.8 ~2.0m 추천 •우수맨홀시 노면보다 높게 맨홀뚜껑 설치 •오수맨홀시 노면보다 낮게 맨홀뚜껑 설치 •하수의 원활한 유하를 위해 인버트 설치 •단차가 0.6m 이상시 부관불임 맨홀 고려		**기타사항 :** •관거시설 어디든 에너지선과 동수경사선을 이용하여 수두손실을 고려 •관 마찰 손실, 맨홀 내 손실, 만곡 손실 고려	
		맨홀 부속물	**인버트 :** •하류관거의 관경 및 경사와 동일 •인버트 발디딤부 10~20%의 횡단경사 필요 •상류관과 인버트 저부에 3~10 cm (합류맨홀, 중간맨홀은 3cm) 정도 단차 추천 •상습침수지역의 우수관거 수리계산시 합류 및 맨홀 등에 의한 미소손실 수두를 감안하여 여유고 고려	**인버트 :** •하류관거의 관경 및 경사와 동일 •인버트 발디딤부 10~20%의 횡단경사 필요 •하류측 폭을 상류까지 같은 넓이로 연장 •상류관과 인버트 저부에 3~10 cm (합류맨홀, 중간맨홀은 3cm) 정도 단차 추천 •상습침수지역의 우수관거 수리계산시 합류 및 맨홀 등에 의한 미소손실 수두를 감안하여 여유고 고려	**인버트 :** •경사 4 ~ 8% •에너지 손실 감소(난류 제거) •동수경사선이 비교적 평평하고 유효낙차가 없을 시 사용	 [인버트(벤징)]
관거시설	맨홀	맨홀 부속물	**발디딤부 :** •부식방지, 이용 편리 •하수 흐름방향의 직각으로 설치(안전고려) •깊은 특수맨홀 사용시 사다리 이용 및 3 ~ 5m마다 중간 슬라브 설치 고려 **맨홀뚜껑 :** •일반적으로 원형(내경 64.8, 76.6cm) 뚜껑 사용 •압력관이 되거나 관거내로 침입수가 유입될 우려가 있는 지역에서는 압력뚜껑 사용(환기시설 설치) •하수도용 맨홀 표시 •뚜껑 이탈 방지를 위한 잠금장치 추천	**발디딤부 :** •부식방지, 이용 편리 •하수 흐름방향의 직각으로 설치(안전고려) •깊은 특수맨홀 사용시 사다리 이용 및 3 ~ 5m마다 중간 슬라브 설치 고려 **맨홀뚜껑 :** •주철 표준 •내압이 작용하는 관에 맨홀 설치시 압력뚜껑 고려 **지진 :** 지역특성을 고려한 대책 필요	**발디딤부 :** •부식방지 •네오프렌, 에폭시 코팅 추천 •역청탄 코팅(녹 방지) 추천 •사다리 사용 **맨홀 뚜껑 :** •하중 지지 •일반인에 대한 개방 방지 •'STORM DRAIN' 글씨 주형(주물) •내압이 작용하는 경우 뚜껑의 비산을 방지하고 최대 홍수 기간동안 안전 유지 •잠금 장치 및 고정장치	
		소형맨홀	**설치위치 :** •협소한 장소, 대형 기계 시공 곤란, 지하매설물 폭주, 지장물 이설 곤란시 설치 **용도별 분류 :** •형상 치수별 용도 제시 **종류 및 형상 :** 소형 1호맨홀(내경 30cm원형) 소형 2호맨홀(내경 40cm원형) 소형 3호맨홀(내경 50cm원형)	**설치위치 :** •협소한 장소, 장래 연장 예상 없을시 관의 기점과 중간 점 등에 채용(비용 감축)(기점 또는 중간 지점에 설치) •최대간격 50m 표준 **종류 및 형상 :** 하수도용 경질염화비닐제 소형맨홀 하수도용 철근콘크리트제 소형맨홀 하수도용 레진콘크리트제 소형맨홀	***크기에 따른 맨홀 분류 없음***	

우수토실의 설치 위치 및 기준은 한국과 일본의 경우 유사한 기준을 제시하고 있으나, 유지관리 측면인 방류량과 월류고 및 스크린 설치 등에 대한 기준이 약간 다르게 적용되고 있다.

토구의 경우에도 설치 위치에 관련한 내용과 저면높이 및 방류에 관련한 사항은 유사한 기준으로 제시되고 있으나 계획외수위는 하천의 경우에는 유사한 기준이나 해역의 경우에는 약간의 차이가 있으며, 그 외의 유지관리에 관련한 시설 기준에 관한 내용은 유사하게 적용된다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	우수토실 및 토구	우수토실	**설치위치 :** •차집관거 배치, 방류수면 및 방류지역의 주변환경 고려 •다수설치보다 통합설치 추천 **우수토실 형태 :** •우수토실 형태 분류표 제시 **위어 :** •완전 월류 원칙 •위어길이식 $L = \frac{Q}{1.8H^{3/2}}$ L : 위어(weir)길이(m) Q : 우수월류량(m^3/s) H : 월류수심(m)(위어길이간의 평균값) **우수월류량 :** •계획하수량 - 우천시 계획오수량 **유지관리 :** •출입구 및 진입도로 건설 **오수유출관거 방류량 :** •우수토실의 수위 상승시 압력관거가 될 위험이 있으므로 소정의 유량만 흐를 것	**설치위치 :** •차집관거 배치, 방류수면 및 방류지역의 주변환경 고려 **위어 :** •완전 월류 원칙 •위어길이식 $L = \frac{Q}{1.8H^{3/2}}$ L : 위어(weir)길이(m) Q : 우수월류량(m^3/s) H : 월류수심(m)(위어길이간의 평균값) **우수월류량 :** •계획하수량 - 우천시 계획오수량 **유지관리 :** •출입구 설치 •스크린 설치 **오수유출관거 방류량 :** •소정의 유량을 흘리는 데 10분인 것 **우수토실 월류고 :** •우천시 계획오수량이 월류하지 않는 높이(시간최대오수량의 3배)		 [우수토실 평면도] [우수토실 횡단면도]
관거시설	우수토실 및 토구	토구	**설치위치 :** •방류 하천, 항만 및 해안 등의 관리자와 협의 •우수가 부근에 정체되지 않도록 함 **토구의 저면높이 :** •하천, 해역 또는 호소 계획홍수위와 저수위의 중간 높이 **방류 관련 :** •선박의 운항 및 세굴 등 고려 **계획외수위 :** •하천 : 계획홍수위 •해역 : 삭망만조위 **수문 :** •우수토실의 높이보다 방류수위가 높을 경우 반드시 자동개폐 **기타사항 :** •악취차단, 출입차단	**설치위치 :** •방류처 수역의 수위, 수량, 물이용 상황, 하천 정비계획 등 충분히 조사 •우수가 부근에 정체되지 않도록 함 **토구의 저면높이 :** •하천, 해역 또는 호소의 저수위 부근 **방류 관련 :** •선박의 운항 및 세굴 등 고려 **계획외수위 :** •하천 : 계획고수위 •해역 : 과거최고수위 **수문 :** •필요에 따라 수문 설치 •우수토실의 높이보다 방류 수면의 수위가 높은 곳에 자동개폐 설치 **기타사항 :** •해수면 방류시 부식 및 조개류 부착 대책 필요		 [자동수문]

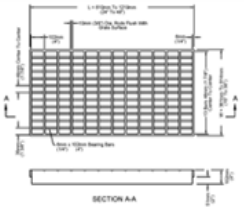
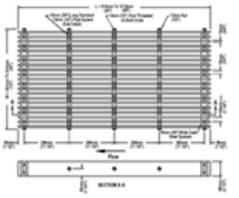
한국과 일본의 빗물받이 설치 위치 및 설치 간격은 대략적인 기준으로 등간격으로 설치되며, 도로의 경사 및 폭 등을 고려하여 설치할 수 있는 기준이 미비하나 미국의 경우에는 도로의 조건에 따른 통수유량의 산정과 통수유량의 차집유량 산정식 등을 구체적으로 제시하고 있으며, 이를 계산표에 적용하여 빗물받이의 적정 설치 위치 및 간격과 규모를 구체적으로 결정하고 있다.

현재 국내의 빗물받이의 설계 빈도는 5년 빈도를 기준으로 제시되어 있으므로 상향된 설계빈도를 고려한 구체적인 설치기준에 제시되어야 한다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	빗물받이	빗물받이 설치	**설치위치 :** •도로옆의 물이 모이기 쉬운 장소 •L형 측구의 유하방향 하단부에 반드시 설치 •보·차도 경계, 도로와 사유지 경계에 설치 **설치간격 :** •대략 10 ~30m •도로폭 및 경사별 설치기준 고려 •상습침수시 기준보다 좁게 설치 가능 •빗물받이 크기별, 도로 차선별 적정 빗물받이 설치간격표 제시 **기타사항 :** •협잡물, 토사 유입 저감 방안 고려 •악취발산 방지 고려	**설치위치 :** •도로와 민유지와의 경계선 부근 **설치간격 :** •일반적으로 20m •도로의 폭, 경사 등에 따라 설치 **기타사항 :** •우수 침투 받이	**표면배수 :** •표면배수 요소 제시(포장경사의 길이, 횡방향 경사, 연석 및 측구 설계, 길가와 중간 수로 등) **설치간격 :** •측구로 유입되는 유입유량과 유입구의 차집유량 및 막힘계수를 고려하여 유입부 종류별 계산식(Computation chart활용)을 이용하여 설치간격 및 유입부 크기를 제시함 **차집용량 :** •도로의 통수능 $Q=\frac{K}{n}S_x^{1.67}T^{2.67}\sqrt{S_0}$ Q : 통수능 K : 0.376(0.56 in English units) n : Manning 계수 T : 흐름 폭 S_x : 횡경사 S_0 : 종경사 •전체유량 $Q=Q_s+Q_w$	**설치간격 :** •현재 하수도 시설기준의 빗물받이 설계빈도는 5 ~ 10년으로 설계빈도 상향(10 ~ 30년)에 못 미치는 수준임 **차집용량 :** 차집용량 뿐 아니라 차집되는 노면수의 높이, 폭 등을 계산하여 설계할 수 있도록 공식 제시
관거시설	빗물받이	빗물받이 설치			Q_w : 측구 흐름 Q_s : 측방 유입 흐름 •전체 유량에 대한 측구의 유량비 $E_w=\frac{Q_w}{Q}$ $=(\frac{S_w}{S_x})^{1.67}(\frac{T_x}{T_x})^{2.67}[1-(T_x-W)]^{2.67}$ S_w : 측방경사 S_x : 횡경사 T_x : 흐름 길이 T_x : 흐름 폭 W : 측구 폭 **측구로 유입되는 유량의 폭 :** •$T=\left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}}\right)^{0.375}$ (m) T : 흐름 폭 Q : 통수능 K : 0.376(0.56 in English units) n : Manning 계수 S_x : 횡경사 S_L : 종경사 **측구로 유입되는 수심 :** •$d=T\,S_x$(m) T : 흐름 폭 S_x : 횡경사 **도로의 종경사 :** •0.5% 이상	

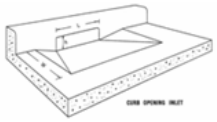
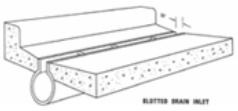
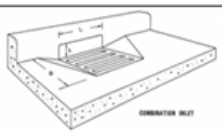
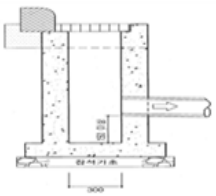
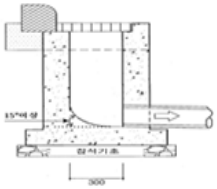
한국과 일본의 빗물받이 설계에서는 빗물받이의 막힘을 고려하지 않고 있으나, 미국의 경우에는 표에 제시된 바와 같이 빗물받이의 막힘 현상을 고려하여 빗물받이의 차집유량을 산정하고 그 결과를 이용하여 유입구의 규모 및 길이를 결정하는 구체적인 기준이 제시되고 있다.

한국 및 일본의 빗물받이는 일반적으로 격자형 쇠살대 유입구를 사용하고 있으며, 그 쇠살대의 간격 및 형태는 동일한 형태만을 사용하고 있으나, 미국의 경우에는 용도 변화에 따른 쇠살대 빗물받이가 비교적 구체적으로 제시되고 있으며 그 규격도 제시되고 있다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	빗물받이	빗물받이 설치			•최소 0.3% + 연석 **도로의 횡경사 :** •차선별 표준 포장 횡경사 제시 **막힘계수(inlet clogging) :** •도로의 유송잡물과 쓰레기에 따른 빗물받이 유입구의 막힘을 고려하여 빗물받이 규모 결정 •단일 빗물받이 유입구의 막힘계수 $Q_e=(1-C_0)Q_i$ Q_e : 실제 차집유량 C_0 : 막힘계수 Q_i : 막힘이 없을 때의 차집유량 •연속 빗물받이 유입구의 막힘계수 $C=\frac{C_0}{N}(1+e+e^2+e^3+\cdots+e^{N-1})$ $=\frac{C_0}{N}\sum_{i=1}^{N}e^{i-1}=\frac{KC_0}{N}$ C : 연속 빗물받이의 막힘계수 C_0 : 단일 빗물받이의 막힘계수 e : 감소계수 N : 빗물받이의 수 K : 단일 빗물받이에서 연속빗물받이의 막힘계수로 변환하는 상관계수	**막힘계수(inlet clogging) :** 일반적인 도로배수 조건에서 한 개의 쇠살대유입구의 설계를 위해서는 50% 막힘조건을 연석유입구의 경우에는 10% 막힘조건을 고려함 쇠살대 유입구의 감소계수(e)는 0.5, 연석유입구의 감소계수(e)는 0.25로 제시 막힘계수(K)는 쇠살대 유입구 및 연석 유입구의 설치 수에 따라 표로 제시 유입구 손실계수를 활용하여 유입구의 유효길이(L_e)와 유효차집면적(A_e)을 산정함
관거시설	빗물받이	빗물받이 설치			•유입구의 규모 결정 $L_e=(1-C)L$ $A_e=(1-C)A$ L_e : 유입구의 유효 길이 A_e : 유입구의 유효 차집 면적	
		빗물받이의 형상 및 구조	**종류 :** 격자형 쇠살대 **재질 :** •원형 및 각형의 콘크리트 또는 철근콘크리트제, 플라스틱제	**종류 :** 격자형 쇠살대 **재질 :** •원형 및 각형의 콘크리트 또는 철근콘크리트제, 플라스틱제	**종류 :** P-50, P-50X100, P-30, 곡선날개, 경사별 경사막대 망상격자 등	**종류 :** 격자형 입구의 종류를 여러 형태로 제시하여 설치조건에 맞는 격자를 선별하여 설계 가능  [P-50, P-50X100 쇠살대]  [P-30 쇠살대]

한국과 일본의 빗물받이는 일반적으로 쇠살대 유입구만을 기준으로 사용하고 있으며, 그 유입구의 크기만을 변경하면서 설치되고 있으며, 차집유량의 계산에 유입구의 크기가 미 고려되는 있는 실정이지만 미국의 경우에는 빗물받이 유입구의 종류별 및 크기별로 차집유량을 계산하여 빗물받이 설치 위치 및 규모를 결정하고 있다.

미국의 경우에는 빗물받이 유입구의 대한 설치 사항은 비교적 구체적이지만, 빗물받이에 대한 규격에 대한 사항은 제시되지 않고 있으나 한국과 일본의 경우에는 빗물받이의 규격 및 받이 유지관리를 위한 이토실에 대한 설치에 대한 기준을 제시하고 있다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	빗물받이	빗물받이의 형상 및 구조	**형상 :** •빗물받이의 형상별 용도표 제시 **받이 규격 :** •내폭 30 ~ 50cm •길이 80 ~ 100cm	**형상 :** •빗물받이의 형상별 용도표 제시 **받이 규격 :** •내경 15 ~ 70cm •길이 100cm(최대한 얇게 함)	**형상 :** 쇠살대유입구_많은 유량과 부유물 수용 연석유입구_부유물질흐름에 유용 슬롯유입구_넓은 흐름 차집 복합유입구_쇠살대+연석	**형상 :** 쇠살대유입구 하나의 형상만 제시한 한국과는 달리 미국은 여러 유입구 형상을 통해 다양한 조건의 설치기준을 제시하고 있음  [쇠살대 유입구]  [연석 유입구]  [슬롯 유입구]
관거시설	빗물받이	빗물받이의 형상 및 구조	**이토실 :** •깊이 15cm이상의 이토실 설치 •다량의 고형물이 발생할 우려가 있는 공장 등에서는 상당용량의 이토실 설치 •위생안전 우려시 제한적 미설치 (2012년 개정안)	**이토실 :** •깊이 15cm이상의 이토실 설치		 [복합 유입구]  [이토실 설치시]  [이토실 미설치시]

빗물받이로부터 간선 및 지선관거로 연결을 위하여 설치되는 연결관에 대한 재질 및 배치와 경사 등에 대한 구체적인 사항은 한국과 일본에서는 유사한 설치 기준과 유지관리 기준을 제시하고 있다.

한국과 일본 및 미국의 관거시설 기준에 대한 조사 및 분석 내용을 기준으로 관거시설의 설계 기준 조사에 관련한 내용은 기술조사보고서에 보다 상세하게 제시하였다.

대분류	중분류	소분류	한국	일본	미국	비고
관거시설	빗물받이	연결관	**재질 :** •도관, 철근콘크리트관, 경질염화비닐관 또는 강도 및 내구성이 있는 재질 **평면배치 :** •본관에 직각으로 부설 •본관연결부는 60° 또는 90° **경사 :** •1% 이상 **연결 위치 :** •본관의 중심선보다 위쪽 **최소관경 :** •150mm 기준 **기타사항 :** •종단면배치상 내각 120° 이상 •연장이 20m이상, 굴곡부 등에 대하여 점검구 설치	**재질 :** •철근콘크리트관, 경질염화비닐관 또는 강도 및 내구성이 있는 재질 **평면배치 :** •본관에 직각으로 부설 •본관연결부는 60° 또는 90° •연결관의 간격 1m 이상 **경사 :** •1% 이상 **연결 위치 :** •본관의 중심선보다 위쪽 **최소관경 :** •150mm 기준 •장래 하수량 증가 예상 없을시 100mm 가능 **기타사항 :** •본관에 연결관 연결시 지관 사용		

(나) 도림천 시범유역 관거시설 현황 조사

도림천 시범유역의 관거시설의 설치 현황을 조사 분석하기 위하여 하수도통계(2012, 환경부) 및 하수도 GIS Data Base(2013, 서울시)의 하수관망 시설자료를 활용하여 도림천 전체의 각 관거시설의 현황을 조사하여 정리하였으며, 도림천 유역의 18개의 배수분구별로 구분하여 각 배수분구에 설치된 관거시설별을 조사하고 분석하였다. 분석된 결과를 각 시설별로 다음과 같이 비교하고 정리하였다.

도림천 유역은 표 2-3-1과 같이 18개의 배수분구로 구분되며, 우수관거 시설의 관거 연장은 930,060m로 이중 합류식은 921,720m, 분류식은 8,340m로, 대부분이 합류식 관거로 오수배제보다는 우수배제에 주안점을 두고 부수적으로 오수를 배제하도록 설치되어 있다.

도림천 유역내 빗물받이 개소는 총 40,777개소로 우수용도의 빗물받이가 94%, 오수용도, 기타 및 미조사 개소가 6%를 차지한다. 빗물받이 유입부는 일반적인 쇠살대 유입부로 설치되어 있으며 총 37,305개로 전체의 91%를 차지하며, 그 외 주철 및 기타 재질 등으로 제작된 빗물받이 유입부가 9% 정도로 구성되어 있다. 우수받이 구조물 형태로는 원추형 및 각형을 주로 구성하고 있다.

도림천 유역내 빗물받이로부터 본 우수관까지 연결되는 연결관 개수는 39,268개이며, 84%이상이 300㎜관을 사용하며 그 외에는 250㎜ 이하를 사용하고 있으며, 연결관의 평균관경은 약 280㎜ 이다. 이러한 연결관의 전체 연장은 85.06㎞이며, 대부분이 0～10m의 짧은 연결로 이루어져 있다. 표 2-3-2와 같이 용도별 분류로는 미조사된 1,539개를 제외하고 우수연결이 37,714개, 오수연결이 15개로 분류되어 있다.

연결관의 연장은 대부분이 0~10m의 짧은 연결로 이루어져 있다. 이는 빗물받이로부터 본관까지의 거리라 할 수 있으며 이 구간이 길어질수록 배수에 영향을 줄 수 있다. 또한 연결관과 본관의 연결시 자유흐름으로 흘러갈 수 있게 연결되어야 한다.

표 2-3-1 도림천 유역 내 행정구별 18개 배수분구 하수도 현황 통계

배수분구	면적 (km^2)	우·오수받이 (개소)	관거연장 (m)	맨홀 (개소)	우수토실 (개소)	우수토구 (개소)
구로1	1.4117	1,177	205,03.15	1,475	0	0
구로2	1.2715	2,303	44,540.80	1,324	0	0
대림	1.2506	339	8,117.31	145	0	0
대방	2.0181	935	54,798.01	1,476	0	1
도림1	2.7063	6,032	103,568.78	2,830	23	28
도림2	1.7143	2,262	72,968.75	2,118	0	7
문래	3.4259	2,123	94,952.00	2,255	7	10
봉천1	3.3059	4,276	91,543.23	2,180	0	0
봉천2	3.0946	1,295	27,850.37	606	0	2
봉천3	0.8529	1,148	34,340.91	700	3	3
상도1	1.9035	2,191	44,769.20	1,234	0	0
상도2	1.9415	3,157	51,192.44	1,494	0	1
서울대	7.3875	21	2,389.93	46	11	8
신대방	1.7422	2,998	62,413.16	1,478	30	18
신림1	1.9797	3,997	66,136.77	1,718	105	75
신림2	4.3449	2,375	40,025.13	1,102	9	14
신림3	1.3565	1,313	21,213.21	516	0	0
신림4	2.5492	2,835	54,758.85	1,334	0	0
총계	44.2568	40,777	863,278.93	24,031	188	167

표 2-3-2 유역내 연결관 현황

연 결 관	
유역내 연결관 수	39,268 개
관경	300㎜관 다수사용(84%) 평균관경 약 280㎜
연장	전체연장 85.06㎞ 대부분 0~10m로 짧은 연결
용도	우수연결관 37,714 개 오수연결관 15 개 미조사 1,539 개

표 2-3-3 도림천 유역내 관거 현황

관거	
연장	총연장 863.28㎞ 맨홀간 평균 연장 약 35m
배제방식	합류식 관거 31,449 개 분류식 관거 257 개
원형관 관경	450, 600㎜ 관경 다수 이용 평균관경 약 483㎜
경사	평균경사 약 4.46%

도림천 유역내 관거의 총 연장은 표 2-3-3과 같이 863.28㎞로써 맨홀간 평균 연장이 약 35m로 이루어져 있으며, 이 중 합류식 관거가 31,449개(99%), 분류식 관거가 257개(1%)로 이용되어지고 있다. 관거 중 원형관의 경우 450, 600㎜ 관경이 다수 이용되고 있으며 평균 관경은 약 483㎜ 이다. 관 경사의 경우 전체 관거 중 역경사 지역이 3군데로 조사되었으며 평균 4%의 경사를 갖는다.

도림천 유역내 맨홀은 총 25,186개소로 원형맨홀이 주로 설치되어 있으며, 약 14,007개(58%) 정도가 하나의 유입관과 하나의 유출관을 가지는 중간맨홀의 형태로 설치되어 있다. 그리고 약 5,086개(20%)정도가 두 개의 유입관과 하나의 유출관을 가지는 T형 합류맨홀의 형태로 설치되어 있었으며, 1,136개(4.7%) 정도가 세 개의 유입관과 하나의 유출관을 가지는 다방향 합류맨홀로 설치되어 있다. 맨홀뚜껑의 경우 대부분이 600~700㎜ 규격을 사용하며 재질 또한 주철을 대부분 이용한다. 맨홀내 인버트는 전체의 15%정도가 설치되어 있다.

사용된 원형 맨홀의 경우 그림 2-3-1~2와 같이 표준 1호와 2호 맨홀이 주로 사용되었으며, 3호 맨홀도 2,000여개 사용되어 주로 유역의 상류부와 중류부에서 맨홀의 크기가 비교적 작은 표준 1호 맨홀과 2호 맨홀이 사용되었으며, 하류부에서는 크기가 비교적 큰 3호 맨홀이 주로 사용된 것으로 판단된다. 또한 사각형 맨홀의 경우 특 1호와 2호 맨홀의 사용이 주로 이루어지고 있었으며, 특 3호와 4호 맨홀도 사용되고 있다.

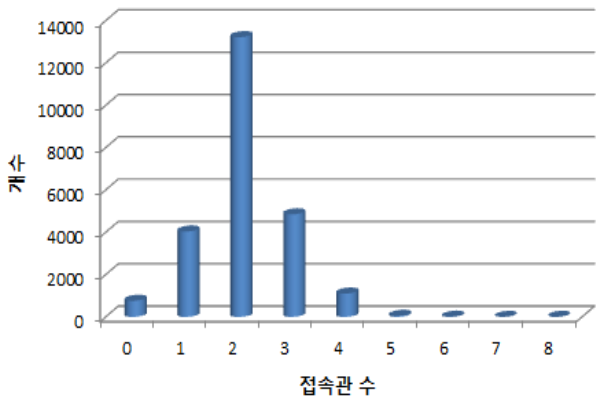


그림 2-3-1 맨홀에 접속하는 접속관 수

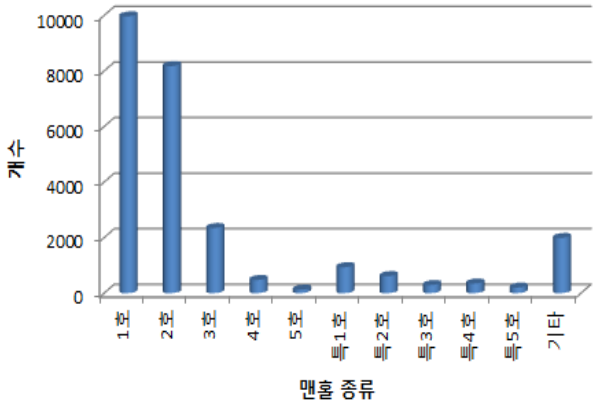


그림 2-3-2 종류별 맨홀 수

표 2-3-4 도림천 유역내 관거 현황

비교 제원	도림천 유역	서울시
단위면적(㎢)당 맨홀 수 (개)	543	417
빗물받이당 연결관 길이 (m)	2.09	2.6
단위면적(㎢)당 빗물받이 수 (개)	921	690
단위면적(㎢)당 관거길이 (km)	19.51	17.17

도림천 유역의 면적은 총 44.25㎢으로 서울시 면적의 약 7.3%를 차지한다. 도림천 유역의 관거 현황을 서울시 전체의 관거현황과 비교하여 보면, 맨홀의 경우 서울시의 단위면적(㎢)당 맨홀의 수는 417개, 도림천 유역의 단위면적(㎢)당 맨홀의 수는 543개로 도림천 유역이 서울시 보다 약 126개 더 많이 분포하고 있어 도림천 유역이 서울시보다 조밀하게 맨홀을 설치하고 있으며(표 2-3-4), 이는 관거설치 연장이 상대적으로 짧게 연결되는 결과를 나타내고 있어 도심지에서 우수의 배수에서 소손실의 영향을

상대적으로 크게 받을 것으로 판단된다.

또한 빗물받이 경우 서울시의 단위면적(㎢)당 빗물받이의 수는 690개 이고, 도림천 유역의 단위면적(㎢)당 빗물받이의 수는 921개로 도림천 유역이 서울시보다 약 231개 정도 많이 설치되어 있는 것으로 나타났으며, 빗물받이당 연결관의 길이는 서울시의 경우 2.6m, 도림천 유역은 2.09m로 분석되었다.

관거의 경우 서울시의 단위면적(㎢)당 관거의 길이는 19.51m 이고 도림천 유역의 단위면적(㎢)당 관거의 길이는 17.17m로 도림천 유역이 서울시보다 약 2.34m 정도 길게 설치되어 있는 것으로 나타났다. 이는 도림천 배수 유역의 관거시설이 서울시 전체보다 보다 조밀하게 구성된 것으로 판단된다.

일반적으로 도심지의 내수침수 피해는 도로 및 유역에서 유입되는 표면 유출을 배수하지 못하거나 관거 통수능 감소로 인한 맨홀 등에서 발생하는 소손실의 영향으로 월류가 일반적인 원인이므로 위 관거 현황의 조사 결과, 본 시범유역인 도림천 유역은 관거시설의 설치 부족 및 오 설치에 따른 내수침수의 원인은 적을 것으로 판단된다.

(2) 우수유출저감시설의 계획 및 시설기준 분석

(가) 우수유출저감시설

① 우수유출저감시설의 정의·설치 목적

이상기후, 녹지개발로 인하여 우수의 직접유출량이 증가됨에 따라 우(하)수관거 및 하도(河道)에서 수용할 수 있는 홍수량을 초과하는 우수유출이 발생하는 실정이므로 이에 따라, 우수의 직접유출량을 저감시키거나 첨두유출 시간을 지연시키기 위하여 설치하는 시설을 “우수유출저감시설”이라 한다.

우수유출저감시설은 저감목표에 따라 크게 두 가지로 분류 가능하다.

- 현 시점에서 발생하는 초과우수유출량을 저감시키기 위한 시설
- 개발로 인하여 증가되는 우수유출량을 상쇄시키기 위한 시설

위와 같이 구분된 저감시설 중 ‘현 시점에서 발생하는 초과우수유출량을 저감시키기 위한 시설’은 대부분 공공목적으로 설치되며, 지역외(off site) 저류시설의 형태로 설치되는 것이 일반적이다. 또한, 해당 배수구역의 홍수유출 해석에 의하여 시설 규모를 결정하는 것이 일반적인 방법이다.

지역외(off site) 저류시설은 배수구역내 저지대의 침수를 방지하기 위한 공공의 목적으로 설치되는 경우가 많으므로, 다음의 사항을 반드시 고려하여 계획하여야 한다.

- 비용대비 최대 효과를 얻을 수 있어야 함
- 설치 가능한 최적장소가 선정되어야 함
- 배수구역내 다른 홍수방어시설과 연계될 수 있어야 함

위와 같이 구분된 저감시설 중 두 번째 ‘개발로 인하여 증가되는 우수유출량을 상쇄시키기 위한 시설’은 지역내(on site) 저류시설의 형태로 설치되는 것이 일반적이며, 홍수유출 해석 없이 개발로 인한 우수의 직접유출 증가량을 당해지역에서 저류 또는 침투시키는 것이 일반적인 방법이다. 지역내 저류시설은 불투수 면적 증가에 따른 우수의 직접유출 증가량의 계산이 가능할 경우 이에 따라 설치규모를 결정할 수 있다.

② 우수유출저감시설의 분류

우수유출저감시설은 저감 방법에 따라 저류시설, 침투시설로 구분할 수 있으며, 저류시설은 사용용도, 설치위치 및 연결 형태에 따라 다음과 같이 구분된다.

- 사용용도 : 침투형 저류시설, 전용 저류시설
- 설치위치 : 지역내(On Site) 저류시설, 지역외(Off Site) 저류시설
- 연결형태 : 하도내(On Line) 저류시설, 하도외(Off Line) 저류시설

저류시설은 우수가 유수지 및 하천으로 유입되기 전에 일시적으로 저류시켜 바깥수위가 낮아진 후에 방류하여 유출량을 감소시키거나 최소화 하기 위하여 설치하는 유입시설, 저류지, 방류시설 등의 시설을 말하며, 사용용도에 따라 침투형저류시설과 전용저류시설로 구분하며, 장소에 따라 지역외(Off Site) 저류와 지역내(On Site) 저류로 구분한다.

침투시설은 우수의 직접유출량을 감소시키기 위하여 지반으로 침투를 용이하게 고안된 시설을 지칭하며, 대부분 당해지역(On Site)에서 발생한 우수 유출량을 해당지역에서 침투시킬 수 있도록 설치된다.

침수형 저류시설이란 평상시 일반적인 용도로 사용되나 폭우시 우수가 차오르도록 고안된 시설을 지칭한다. 공원, 운동장, 주차장 등 상대적으로 저지대에 배치된 공공시설물이 이에 해당할 수 있다.

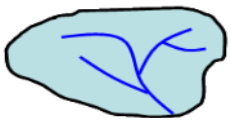
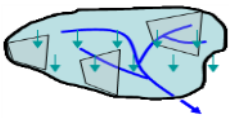
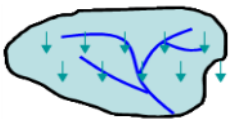
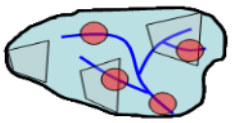
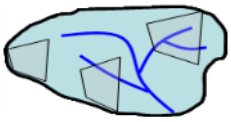
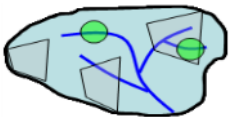
전용 저류시설이란 평상시 빈 공간으로 유지되며, 강우시 우수를 저장하기 위한 목적으로 인위적으로 설치된 시설을 말한다. 지하저류지 등이 이에 해당된다.

지역내(On Site) 저류시설이란 해당지역에서 발생한 우수유출량을 해당지역에서 저류할 수 있는 시설을 지칭하며, 지역외(Off Site) 저류시설이란 해당지역 및 해당지역 외부에서 발생한 우수유출량을 해당지역에서 저류할 수 있는 시설을 지칭한다. 관거와의 연결 형식에 따라 관거내(On Line) 저류시설, 관거외(Off Line) 저류시설로 구분할 수 있다.

③ 우수유출저감대책의 목적

최근 이상기후로 인한 강우강도 증가와 자연녹지의 개발 및 도시화로 인하여 연결관거 및 하도의 홍수방어능력을 초과하는 우수유출 빈도가 급증하고 있으며, 이에 대한 대책으로는 배수구역내 우수유출저감시설을 설치하여 우수의 직접 유출량을 경감하는 것이 효과적이다. 이를 위하여, 배수구역 단위의 우수유출저감대책을 수립하여 최상의 효과를 이룰 수 있도록 하여야 한다. 우수유출저감대책은 현재 또는 향후 예상되는 배수구역내 우수의 초과 유출량 중 현재 발생하는 초과 유출량 및 이상기후로 발생하는 초과 유출량은 공공부문에서 지역외 저류시설의 형태로 분담토록 하며, 불투수면적 증가로 인한 초과 유출량 증가분은 개발 당사자가 지역내 저류 또는 침투시설을 설치하여 분담토록 수립되어야 한다. 이에 따라, 배수구역 단위의 우수유출저감대책을 수립하여 최소한의 비용으로 최적의 효과를 달성할 수 있도록 하여야 한다.

표 2-3-5 우수유출저감시설 기본계획 절차

1		·배수구역 설정 ·목표연도 설정	4		·홍수유출해석 - 목표연도 확률강우량, 불투수 면적비율 적용 - 목표 저감량 결정
2		·확률강우량 증가 추이 결정 - 목표연도 확률강우량 결정	5		·설치가능지역 검토 - 지역외 저류시설 선정 기준 적용
3		·불투수면적 증가계획(추이) 산정 - 목표연도 불투수면적비율 결정	6		·지역외 저류시설 규모계획 - 목표 저감량 배분 - 연결 관거, 하도에 따른 계획 - 유입 : 50년 빈도 이상 - 유출 : 연결관거 설계빈도에 맞도록 계획

우수유출저감시설 기본계획을 수립하는 배수구역의 선정은 해당구역에 저감시설을 설치함으로써 저감효과가 나타날 수 있는 구역이어야 한다. 국토공간계획체계의 도시계획을 고려하여 목표연도를 선정하여야 하며, 최소 5년 이상 최대 20년 이하로 설정하도록 한다. 배수구역은 서로 다른 두개 이상의 행정구역에 걸쳐 선정될 수 있으며, 우수유출저감시설 기본계획상의 배수구역은 행정구역 구분과는 다르게 지역내 배수체계에 따라 설정되어야 한다. 우수유출저감시설 기본계획으로 도출된 우수유출 목표저감량의 배분은 행정구역에 따라 자치단체별 실정을 고려한 배분이 이루어져야 한다. 배수구역별 목표저감량은 현시점에서의 수해방지 목표가 아닌 장기적인 배수구역내 수해방지를 주된 목표로 삼아야 한다. 따라서, 목표연도를 최소 5년 이상 최대 20년 이하로 설정하여 목표저감량을 산정하여야 한다. 목표연도는 대상배수구역의 도시계획, 풍수해저감종합계획 또는 하천정비기본계획의 수립시기와 수립주기를 종합적으로 판단하여 설정하여야 한다.

표 2-3-6 홍수관련 개별법에 의한 각종계획 현황

법규명 (관련주체)	계획명	수립 주체	계획의 주요내용	수립 주기
자연재해 대책법 (국민안전처)	풍수해저감 종합계획	시군구청장	- 유역현황, 하천현황, 기상현황, 방재시설현황 등 일반현황 - 풍수해위험시설·지구 현황 - 풍수해 발생현황, 복구현황 등 풍수해 특성 조사·분석사항 - 사회·지리적여건, 피해원인, 피해빈도, 피해규모, 중점관리대상시설·지역 등 재해위험도 분석사항 - 풍수해저감사업계획(비예산사업을 포함) 및 투자우선순위 등	5년
하천법 (국토교통부)	유역종합 치수계획	국토 교통부 장관	- 지역별 홍수분담량 배분과 하천 및 유역간 홍수량 배분 - 배분된 홍수량방어를 위한 홍수조절지, 저류지설치 등 홍수방어 시설계획 수립 - 유역내 저류능력확대 및 유출저감을 위하여 토지이용계획 등 홍수방어 공간계획 수립 - 홍수방어 시설의 최적 연계운영계획 수립 - 유역하천관리협의회의 구성·운영	10년
하천법 (국토교통부)	하천 기본계획	하천 관리청	- 하천의 개황관련 ·유역의 특성 등 일반현황 ·강우, 기상 및 수질 등 자연조건 ·수해 및 가뭄피해현황 ·하천 유수의 이용현황 ·하천유역의 지형·지물 등을 파악하기 위한 측량기준점에 관한 사항 - 하천공사의 시행관련 ·기본홍수량 및 이의 배분에 관한 사항 ·계획홍수량 ·계획홍수위 ·계획하폭의 경계 - 하천예정지·하천구역 및 연안구역의 지정을 위한 조사 - 그밖에 하천의 환경보전과 적절한 이용에 관한 사항	10년
하수도법 (환경부)	하수도정비 기본계획	공공하수도관리청 (시군구청장)	- 하수도의 정비에 관한 기본방침 - 하수도에 의하여 하수를 배제 또는 처리하는 구역에 관한 사항 - 하수도의 기본적인 시설의 배치·구조 및 능력에 관한 사항 ·하수도 정비사업의 실시순위에 관한 사항 ·하수종말처리시설에서 하수를 처리하는 과정에 발생된 오니의 처리계획 및 처리시설의 설치에 관한 사항 - 환경부장관이 하수도의 정비에 관하여 필요하다고 인정하여 고시하는 사항	20년

④ 우수유출저감시설 배치시 고려사항

우수유출저감시설의 설치목적에 따른 효과를 최대화하기 위해서 배수구역내 지역구

분에 따라 적합한 시설을 설치하여야 한다.

- 보수지역 : 우수를 일시적으로 침투 또는 체류시키는 기능을 치수상 확보하거나 증대시킬 필요가 있는 지역

- 유수지역 : 우수 또는 하천의 유수를 유입시키고 일시적으로 저류하는 기능을 확보할 필요가 있는 지역

- 저지지역 : 배수구역내의 우수가 체류하여 하천에 유출되지 않고 하천의 유수가 범람할 우려가 있는 지역 중, 적극적으로 침수방지를 도모할 필요가 있는 지역으로, 지형상으로 홍수의 범람원이 이에 해당된다.

· 배수구역내 우수유출저감시설의 효과적인 배치를 위해서는 지역에 맞는 저감시설을 선택하여 설치하도록 함이 경제적 효과가 있을 것으로 보며 그 “예시”는 다음과 같다

※ 보수지역 : 침투시설, 지역내 저류시설

※ 유수지역 : 지역외 저류시설(전용조정지, 겸용조정지)

(고지대의 우수를 유입시켜 운동장, 공원, 주차장, 도로 등에 지하저류 등)

※ 저지지역 : 배수펌프장, 기존시설을 이용한 침수형 저류시설

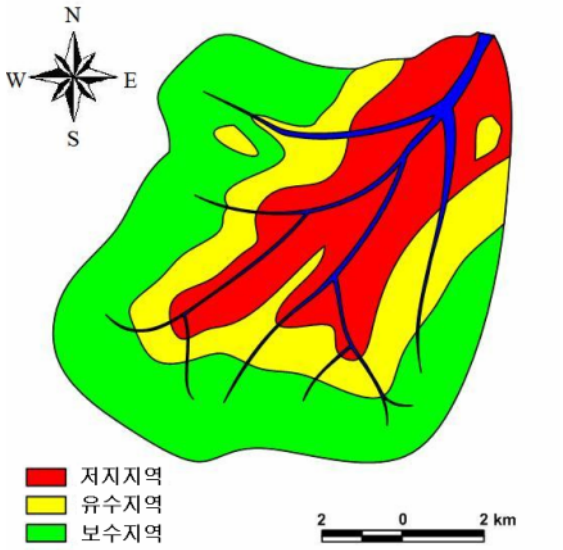


그림 2-3-3 배수구역내 지역구분

표 2-3-7 지역외 저류시설 단계별 고려사항

단 계	고려 사항
계획수립시	·적절한 홍수조절로 하류부 침수방지 ·방류하천의 홍수량 저감효과 ·주변환경과 조화로운 계획수립 ·경제적인 계획수립 ·저류조 다목적 활용방안 검토(우수이용 등)
시설계획시	·수문개폐 등 인위적인 조작을 최소화 ·연속되는 호우에 대처하기 위한 신속한 저류수의 배제 ·상시 우오수의 처리 ·설계빈도 이상의 홍수에 대한 대처

표 2-3-8 지역외 저류시설 형식별 고려사항

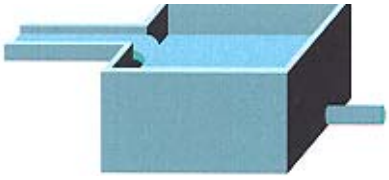
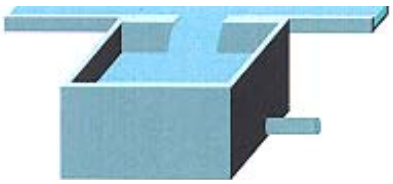
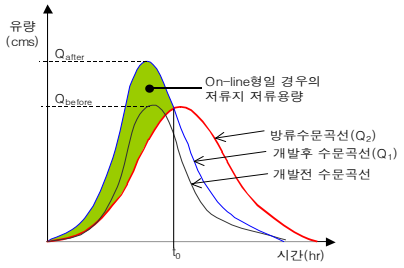
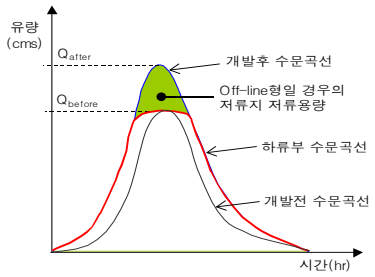
구 분	On Line 저류방식	Off Line 저류방식
특성	· 관거 또는 하도내 저류시설 설치 · 모든 빈도에 대해 유출저감가능 · 첨두홍수량 감소 및 첨두 발생시간 지체 · OffLine에 비해 상대적으로 큰 설치 규모	· 하도외 저류시설 설치 · On Line에 비해 상대적으로 적은 설치규모 · 첨두홍수량 감소 · 저빈도의 홍수에 대해 저감효과 미흡
모식도		
유출저감 효과 그래프		

표 2-3-9 저감시설 및 조절부 규모결정 기준 결정사항

저감시설 규모	용량	·대상수문곡선 : 최소 50년 빈도 ·목표저감빈도 : 연결 관거
	여유고	·저감시설 계획홍수위에서 1m 이상 여유고 확보(지하저류조 예외)
On Line 저감시설 조절부	상시방류구 (주여수로)	·목표조절율 : 수문곡선, 저감빈도
Off Line 저감시설 조절부	횡월류위어	·목표조절율 : 수문곡선, 저감빈도

표 2-3-10 저감시설 형식에 따른 첨두저감효과 산정방법

저감시설 형식	- On-line 및 Off-line 방식
On-line 방식	- Puls방법(저류지시법)을 이용한 저감시설 홍수추적 ·검토빈도별 임계지속시간을 고려한 유입수문곡선 선정 ·저류량-유출량 계산시 하단부 상시방류구는 orifice 적용 및 상단부 비상방류구는 weir 적용 ·저류방정식을 적용하여 홍수추적
Off-line 방식	- 월류량 산정을 통한 저감시설 홍수추적 ·검토빈도별 임계지속시간을 고려한 유입수문곡선 선정 ·수로부의 단면 및 경사조정을 통한 50년빈도 홍수시 흐름안정 및 개구부 설치를 통한 횡월류량 산정 ·계획월류량이 원활히 유입될 수 있는 유입관로 규모 결정 ·횡월류량에 대한 저감시설 홍수추적

지역내 우수유출저감시설은 해당 배수구역내에서 개발 등으로 인하여 증가되는 초과유출량을 저류 또는 침투할 수 있도록 계획되어야 한다. 본 조항을 적용받는 개발사업은 『자연재해대책법시행령』제16조의 우수유출저감시설의 설치 대상사업 또는 지방자치단체의 조례에서 정하는 시설물에 해당된다.

- 지역내 우수유출저감시설의 계획은 다음 사항을 고려하여야 한다.
  · 해당지역의 개발로 인한 유출계수 증가량
  · 해당지역의 확률강우량
  · 해당지역의 경사도 및 하부지반의 침투능(침투시설의 경우)
- 지역내 저류시설은 불투수면적 증가에 따른 우수의 직접유출증가량 계산이 가능할 경우, 이에 따라 설치용량을 결정할 수 있으나 그렇지 않은 경우 지역내 저류시설은 다음과 같이 설치규모를 결정하도록 한다.
- 저류시설은 불투수면적 증가면적의 0.05m를 곱한 규모 이상의 용량을 최소한의 저류공간으로 확보하여야 한다.
- 침투시설의 경우 최소 설계침투강도 15~20㎜/hr를 만족하도록 설치되어야 한다.
- 타법 또는 자치단체의 조례로 설치용량이 명기된 경우 이를 우선하여 따르도록 한다.

⑤ 저류시설의 종류·구조·설치 및 유지관리 기준

우수유출저감시설을 입지적으로 분류하면 유역의 말단부에 설치되어 배수구역으로부터 유입된 우수를 조절할 목적으로 설치된 지역외 저류(Off Site Retention)와 배수구역내에 내린 강우가 우수관거, 유수지 및 하천으로 유입되기 전에 물을 일시적으로 저류시켜 유출을 억제하는 지역내 저류(On Site Retention) 시설로 분류한다.

지역외 저류시설은 강우시 유출되는 우수를 배수구역내 임의지점에 집수, 저류하고 억제하기위한 시설물로서 전용조정지, 겸용조정지 등이 있으며, 지역내 저류시설은 강우시에 우수의 이동을 최소한으로 억제하고 비가내린 그 지역에서 우수를 저류하는 방

식으로 공공시설 및 공동주택단지에 저류하는 유역저류시설과 개별사업자가 설치하는 단독주택저류시설 등이 있다.

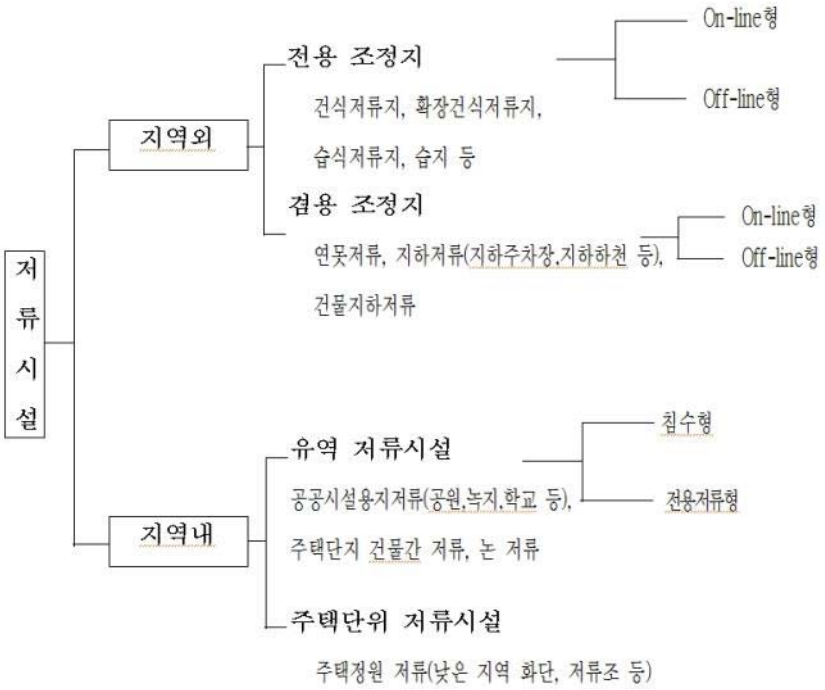
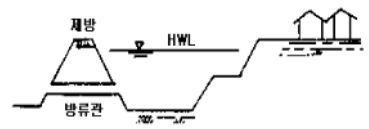
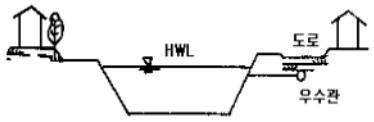
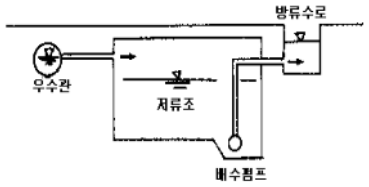


그림 2-3-4 저류시설의 종류

지역외 저류시설은 사용용도에 따라 크게 전용 및 겸용 조정지로 분류가능하다. 외국에서는 주로 조정지를 홍수방지와 우수유출로 인한 비점원 오염원을 줄이는 두 가지 목적을 동시에 달성할 수 있도록 설계하고 있으나, 국내에서는 오염원 경감에 관한 사항은 많은 연구가 필요한 실정이다. 지역외 저류시설은 해당배수구역의 우수유출저감 기본계획 결과를 바탕으로 규모 및 위치를 결정하여 설치하여야 한다.

유출되는 우수를 유역말단에 집수, 저류 및 유출을 억제하는 것으로 다목적 유수지, 치수녹지 및 방재조절지 등을 들 수 있다. 이러한 저류시설은 우수유출량을 일괄적으로 처리하기 때문에 저류량이 많고, 기술적으로도 배수계획상의 신뢰성이나 안전도가 높은 유출저감 방법이라 할 수 있다. 형식에는 댐식, 굴착식, 지하식 등이 있다.

표 2-3-11 지역외 저류시설의 구조형식에 따른 분류

형 식	구조의 개념	특 성
댐식 (제고 15m 미만)		주로 구릉지를 이용해 설치하는 방법으로 방재조절지나 유말조절지에서 댐식을 많이 이용한다.
굴착식		평탄한 지역을 굴착하여 우수를 저류하는 형식으로 계획수위고(HWL)는 주위 지반고 이하이다.
지하식		지하저류조, 매설관 등에 우수를 저류시키는 것으로써 연립주택의 지하에 설치한다.

지역내 저류는 강우의 이동을 최소한으로 억제하고, 비가 내린 그 지역에 우수를 저류하는 방식으로 토지의 이용계획 수립시 내린 비를 녹지나 시설 등에 저류하도록 계획하여야 한다. 지역내 저류시설의 종류는 유역저류시설의 형태로 건물간, 주차장, 학교, 공원 및 지붕저류 등이 있으며 주택단위저류시설의 형태로 지붕녹화, 화단, 소규모 저류조 등이 있다.

지역내 우수유출저감시설은 해당지역 내에서 개발 등으로 인하여 증가되는 초과 유출량을 저류 또는 침투할 수 있도록 계획되어야 한다.

비교적 넓은 개발면적을 가지는 공원, 학교, 운동장, 주차장, 공동주택 등의 공간 및 지하 공간을 이용하여 우수유출을 발생장소에 저류함으로써 유출을 억제하는 방식이다. 사용용도에 따라 침수형 저류시설 및 전용 저류시설로 분류 할 수 있다.

지역외 저류시설과 비교하면 지역내 저류시설이 면적당 저류가능량은 높지 않으나, 이미 개발된 시가지에서는 지역외 저류시설을 새로 건설하여 우수유출을 억제시키는 것보다 지역내 저류시설을 이용하여 침투유출시간을 지연시킴으로서 홍수로 인한 피해를 줄이는 것이 이미 개발된 공간을 이용할 수 있는 측면에서 보다 경제적이고 실용적인 우수유출저감 효과를 얻을 수 있다. 이처럼 지역내 저류는 지역외 저류에 비해 토지 유효이용면에서 우수하다고 할 수 있으며, 공사비 차원에서도 유리한 방법이라 할 수 있다.

⑥ 국외 저류지 설치기준

설계기준(일본)_저류지

- 계획규모

· 防災調節池等技術基準(案) - 하류하천이 계획규모에 관계없이 확률년 1/50의 항구시설

· 大規模宅地開發에 따른 調整池技術基準(案) - 하천개수가 완료될 때까지 기간에 하천개수에 대신하는 홍수조절을 위한 잠정시설을 설치하는 것으로 재현기간 30년으로 규정

· 流域貯留施設等技術基準(案) - on-site 유역저류시설의 계획 규모는 시설을 유역정비계획과 일관성을 유지하도록 설치하고 종합치수대책의 목표로 계획강우 50㎜/hr (재현기간 5 ~ 10년)에 해당하는 값을 사용

· 下水道雨水調整池技術基準(案) - 굴입식 저류지에 대하여 계획규모를 재현기간 5~10년

- 허용방류량의 결정

· 개발전 자연상태의 홍수유량을 허용방류량으로 한다.

· 하류하천의 유하능력비유량에 해당하는 방류량을 허용방류량으로 한다.

· 계획강우에 의한 유입수문곡선과 저류가능용량이 일치하는 홍수조절용량을 방류량으로 한다.

- 계획, 설계절차

· 확률강우강도식 - 계획대상강우의 설정에 사용되는 확률강우강도곡선은 일반적으로 지방자치단체가 설정한 기준을 사용한다.

· 하류하천의 유하능력과 허용방류량 - 하류하천의 유하능력 검토는 하천, 수로의 종단 및 횡단측량을 사용하여 Manning의 유속공식 또는 부등류 공식을 사용한다.

· 조절지의 배치와 지역특성 - 개발지구의 지형, 지질, 토지이용계획 등의 조건을 감안하여 조절지의 배치를 결정한다.

· 유입수문곡선과 홍수조절용량 - 계획강우에 의한 조절지의 유입수문곡선은 합리식이나 유출모형을 사용한다. 홍수조절용량의 산정은「大規模宅地開發에 따른 調整池技術基準(案) 제8조에 규정된 간이식에 의하여 산정된 조절용량에 의해 결정하는 경우 허용방류량이 크면 엄밀해에 의한 값과의 차이가 크다 따라서 . 계획제원은 간이식에 의한 값으로 시설의 평면형상, 깊이, 방류 오리피스의 관경 등의 제원을 계산한 엄밀해에 의한 홍수조절계산에 의해 결정한다.

· 설계퇴적토사량 - 조절지의 설계퇴적토사량은 공사중 및 공사후의 값으로 설정한다.

설계기준(미국)_저류지

- 저류지 추적을 위한 자료

· 설정된 계획강우에 의한 저류지로의 유입수문곡선

· 계획된 저류지의 수위-저류량 관계곡선

· 방류구조물에 의한 수위-방류량 관계곡선

- 저류지 설계절차

· 재현기간 2, 10, 100년의 설계호우에 의한 유입수문곡선을 산정한다.

· 산정된 설계수문곡선으로부터 저류용량을 산정하기 위한 선행 계산작업을 수행한다.

· 산정된 저류용량에 여유고를 포함한 저류지 제원을 결정한다.

· 방류구조물의 종류와 제원을 결정한다.

· 유입수문곡선을 사용하여 저수지 추적을 수행한다.

· 100년 빈도 또는 설정한 호우사상에 의한 비상시 월류량을 계산하여 저류지의 제원에 여유고를 둔다.

· 저류지로부터의 방류량에 의해 하류부 피해가 발생하지 않는 지를 검토한다.

· 방류되는 유속에 의해 하류부 제방 및 하도에 토양침식의 영향이 있는지 여부를 검토한다

- 방류구조물

미국에서 일반적으로 사용되는 방류구조물은 연직관(riser) 구조가 대부분이며, 수위에 따라 웨어, 오리피스, 관수로 흐름의 형태로 변화한다.

- 저류지 홍수추적 및 용량결정

가장 일반적으로 사용되는 저류지 홍수추적기법은 storage indication method 이며, 저류지로의 유입수문곡선과 유출수문곡선의 시간별 차이를 합산한 면적이 같게 되는 용량을 저류지의 용량으로 결정한다. 그러나 이와 같은 방법은 수문곡선의 변화와 홍수추적을 위한 시간간격의 변화 등에 영향을 받기 때문에 합리식의 개선을 통해 저류용량을 설계하기도 한다.

나) 2차년도 연구수행 결과

2단계(2, 3차년도) 연구에서는 1차년도의 시설기준 및 시범유역의 시설 현황 조사 및 분석 결과를 바탕으로 국내 관거 시설에서 빗물받이와 맨홀에서의 설계기준의 개선을 위하여 수리실험을 실시하였으며, 실험결과를 바탕으로 관거시설의 설계 기준을 개선할 수 있는 요소 기술을 도출하였다. 2차년도 연구에서는 관거시설의 설계 빈도가 30년으로 상향됨에 따른 빗물받이 설계 기준이 보완이 필요함으로 도로 및 빈도 변화 조건을 고려한 차집효율을 산정하였으며, 산정된 결과를 바탕으로 설계 조건 변화 및 빗물받이 크기 변화에 따른 빗물받이의 차집유량 산정식을 제시하였며, 도출된 산정식을 이용하여 각 크기별 빗물받이의 설치 간격을 제시하였다. 또한, 시범유역인 도림천 유역의 배수분구 중 관거의 통수능 부족 및 저지대로 인한 침수피해가 발생하였던 도림천 중류지역을 대상으로 우수관거의 규모, 형상 변화에 따른 저류용량을 검토하여 우수관거 개선에 따른 통수능력을 향상시킬 수 있는 방안을 분석하였다.

(1) 빈도상향을 고려한 빗물받이 유입부 설계 기술 개선

(가) 시범유역의 빗물받이 설치 현황 조사 및 분석

빗물받이 수리실험 진행에 앞서 실제 빗물받이 설치 현황을 살펴보기 위해 현장 조사를 실시하였다. 현장 조사 구간은 침수 이력이 있고 내수침수로 의심되는 신림4 배수분구로 결정하였으며, 그림 2-3-5와 그림 2-3-6은 신림4 배수분구의 전경 및 현장조사구간이다. 신림 4 배수분구는 난곡동에서 신사동까지 이어지는 구간으로 배수분구 중심으로 간선관거가 지나가며 신대방역 부근 도림천으로 배수하는 분구이다. 신림 4 배수분구의 침수 이력은 2001년(일최대강우량 427.0㎜/day, 7,642세대 침수), 2010년(일최대강우량 159.5㎜/day, 2,647세대 침수) 및 2011년(일최대강우량 394.5㎜/day, 3,327세대 침수)의 이력이 있다.

신림4 배수분구 내 빗물받이 개소는 총 2,835개소로 우수용도의 빗물받이가 2,818개소(99%)를 차지한다. 빗물받이 구조물 형태는 대부분이 각형 구조물 형태를 가지며 우수받이 뚜껑은 2,830개소가 그레이팅 재질의 뚜껑을 사용한다. 또한, 빗물받이의 크기는 40×50㎝, 40×100㎝ 및 연속유입구로 구성되어 있으며 신대방역을 중심으로 좌측 빗물받이는 쇠살대 유입구, 우측 빗물받이는 연석유입구가 함께 설치되어 있는 조합유입구로 설치되어 있다.

신림 4배수분구 내 신대방사거리에서부터 난곡우체국앞 교차로까지의 왕복 6차선 간선도로의 빗물받이 간격을 측정한 결과 평균 19m로 측정되었고, 하수도시설기준(환경

부, 2011) 편도 3차선 도로의 유입부 규모 40×50㎝, 측구 횡경사 4%일 때, 종경사의 변화에 따라 10～15m 이내의 설치간격과 비교하면 4 ～ 9m 가량 간격 긴 간격으로 설치되어 있었다.



그림 2-3-5 신림 4 배수분구



그림 2-3-6 현장조사 구간

빗물받이 내부를 살펴 본 결과, 다수의 빗물받이가 빗물 배제시설로서의 역할을 할 수 있도록 설치 및 유지관리가 되어 있었지만 일부 빗물받이의 이토실 내 협잡물 및 토사물 등 부유물이 많아 빗물받이 유입구가 막혀 빗물받이로써의 기능을 상실하고 악취가 발생하였다. 또한 주변 상가등의 배출관이 빗물받이에 직접 연결되어 있어 빗물받이의 통수능이 저하될 우려가 있는 것으로 조사되었다. 연석유입구의 경우, 국내의 시설기준에는 마땅한 기준이 제시되어 있지 않아 연석유입구 주변의 차집경사, 설치간격, 설치규모 등이 일정하지 못한 것으로 조사되었다.

일반적으로 도로의 빗물받이는 10~30m 간격으로 설치하도록 되어있으며, 도로의 조건 변화에 따른 빗물받이의 설칙 간격을 제시하는 하수도시설(환경부, 2011)의 기준의 빗물받이 설치 기준은 5년 빈도만을 대상으로 제시된 기준이므로 이에 대한 기준의 개선이 필요한 실정이다. 이에 시범유역의 도로 조건에 따른 빗물받이의 설치 간격을 서울시에서 제시하고 있는 GIS 데이터 자료를 이용하여 조사하였다. 분석조건은 간선관거가 지나는 도로를 대상으로 하였으며, 도로 종경사 및 차선 변화를 고려하여 빗물받이의 설치간격을 분석하였다. 각 배수분구(18개)별로 그림 2-3-7과 표 2-3-12와 같이 분석하였으며, 도림천 유역의 도로 조건 변화에 따른 빗물받이의 평균 설치결과는 표 2-3-13과 같다.

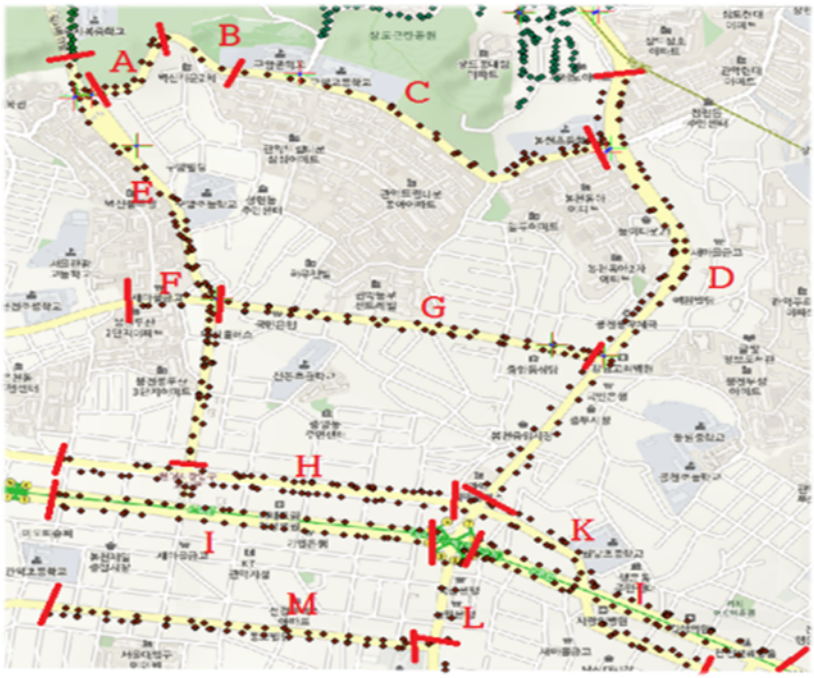


그림 2-3-7 현장조사 구간

표 2-3-12 도로조건에 따른 빗물받이 설치 간격(봉천1배수분구)

구간	차선	경사(%)	도로연장(m)	빗물받이개수	평균간격(m)
A	2	1.5	270	9	30.47
B	2	4.1	146	4	45.02
C	2	0.8	884	23	38.54
D	3	5.3	1299	31	41.11
E	2	5.4	1225	33	29.43
F	2	6.3	131	4	31.75
G	2	1.2	829	21	37.38
H	4	0.8	845	28	30.07
I	4	0.8	806	24	33.20
J	4	1.0	745	19	38.26
K	4	0.7	653	22	29.52
L	4	2.1	249	4	52.00
M	2	0.1	799	24	33.04

표 2-3-13 빗물받이 평균 설치 간격(도림천 유역)

도로종경사(%)	2			4			6			8		
차선	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
평균설치개수	15	7	8	17	10	5	6	8	5	1	1	0
평균설치간격(m)	40	34	35	32	37	29	40	39	33	28	31	0

(나) 도로의 종횡경사 변화 가능한 수리실험 및 결과분석

① 도로조건의 선정

도로 측구의 횡경사 조건은 국도건설공사 설계실무 요령 배수공 도면(2013)의 측구 상세도에서 제시한 L형측구의 측구 경사 4～10%와 현장 조사결과 도로 노면 경사와 동일하게 2% 횡경사를 갖는 측구가 많으므로 이를 반영하여 횡경사 2, 4, 7, 10%를 결정하였다.

도로 종경사는 도로설계기준(2012)에 제시된 최대 종단경사에 따라 고속도로와 간선도로의 설계속도별 최대 종단경사를 반영하여 최대 10%를 넘지 않는 경사로 종경사 2, 4, 6, 8, 10%로 결정하였으며, 도로 차선은 중앙차선을 기준으로 양쪽 차선에 떨어진 빗물은 각 주변 측구로 흘러가므로 중앙차선과 보도를 경계로 편도 2, 3, 4 차선을 채택하였고 각 차폭을 3m, 종방향 노면길이를 20m로 하여 국내 다수의 도로 조건을 반영하였다.

② 도로표면 유출량의 산정

하수도시설기준(환경부, 20110)에서 제시한 관거시설의 설계 빈도는 간선과 지선을 나누어 간선 10년 지선 5년의 설계 빈도를 제시하였지만 점차 반복되는 국지성 집중호우 및 기후변화의 영향을 고려하여 현재 간선 30년, 지선 10년의 설계 빈도로 수정하였다. 이는 현재 도심지의 침수양상이 이전의 설계빈도를 넘는 강우량이므로 변경된 시설기준에 따라 설계빈도를 최대 30년 최소 5년으로 하여 30년, 20년, 10년, 5년 빈도의 설계빈도로 결정하였다. 이 설계빈도에 의한 강우량은 지역별 방재성능목표 설정기준(소방방재청, 2012)의 지역별 방재성능목표의 강우지속기간에 따른 강우량을 포함할 수 있는 빈도이며, 각 설계빈도별 빗물받이의 유입량 산정 분석을 통해 향후 더 높은 설계빈도를 고려한 빗물받이 설계시 기초자료로 활용 가능하다 판단된다.

도달시간은 유역 내 가장 먼 지점부터 주유로까지 흐르는 흐름의 유입시간과 주유로의 시작점부터 유출지점까지 흐르는 하도 흐름의 유하시간의 합이라 할 수 있다. 도로부의 유출과정을 고려하여 도달시간은 강우에 의한 노면수가 유출지점인 빗물받이 유입구까지의 흐름시간으로 하였으며 현재 하수도 설계에 널리 사용되는 합리식에 사용되는 도달시간 산정 방법에는 Kinematic Wave, Kerby, Izzard 및 Kirpich식 등이 있으며 각 방법에서 고려하는 인자들과 계수값은 각 방법의 적용조건에 따라 다르다(Mays, L. W. 2001). 본 연구에서는 도시지역의 도달시간 산정에 일반적으로 널리 사용하는 Kerby식을 사용하였다. 강우강도는 단위시간에 내리는 강우량(mm/hr)으로 나타내며, 합리식에서 사용하고 있는 강우강도공식은 확률강우량도 개선 및 보완 연구(국토해양부, 2011)에서 제시한 6차 다항식을 사용하였다.

전국에 걸쳐 단일화된 대표 확률분포형, 즉 Gumbel 확률분포형에 따른 기상청 산하 69개 대상 지점의 강우자료에 대한 5분에서 4320분(72시간)까지의 지속기간별 확률강우량을 재현기간별로 산정한 식으로 재현기간은 2, 3, 5, 10, 20, 30, 50, 70, 80, 100, 200, 300, 500년을 선정하여 대부분의 수공구조물 설계에 필요한 빈도를 택하였으며, 서울지점의 확률강우강도식의 매개변수를 선택하였다.

하수도시설기준(환경부, 2011)의 우수배제계획 중 계획우수량에서 최대계획우수유출

량의 산정은 합리식에 의하는 것을 원칙으로 하되, 필요에 의해서 다양한 우수유출산정방법들이 사용 가능하다고 명시되어 있으며, 서울시 하수도정비계획에 따른 합리식은 실제와는 다른 몇 가지 가정을 전제로 한다는 약점은 있으나 방법의 간편성 때문에 소규모 유역의 설계홍수량 산정에 많이 사용되고 있다(기초수문학, 2008). 따라서 본 연구에서는 합리식(rational method)을 사용하여 도로에서의 유출량을 산정하였다. 집수유역이 비교적 작은 불투수 지역내에 일정한 강우강도가 도달시간 보다 긴 시간동안 지속되면 첨두유량은 도달시간 이후부터 강우강도에 유역면적을 곱한 값과 같다는 것을 기본가정으로 하며, 자연유역에서의 침투, 저류 등으로 인한 손실은 유출량에 감소계수(유출계수)를 곱하여 보정한다. 위의 가정 사항들로 인해 모형의 적용한계는 자연하천 유역에서 약 5km^{2}이내, 도시유역에서는 이 보다 소규모 유역에 한정된다(1990, IHP). 이에 본 연구에서는 설계빈도별 도로조건에 따른 우수유출량을 표 2-3-14와 같이 계산하여 실험유량으로 선정하였다.

표 2-3-14 설계빈도별 도로조건에 따른 우수유출량(l/s)

도로차선	설계빈도 (년)	도로 종경사 (%)				
		2	4	6	8	10
2	5	9.61	9.17	8.85	8.60	8.42
	10	10.30	9.92	9.63	9.39	9.12
	20	11.80	11.33	10.97	10.68	10.46
	30	12.18	11.73	11.38	11.10	10.88
3	5	13.28	12.62	12.13	11.77	11.50
	10	14.44	13.82	13.34	12.98	12.70
	20	16.45	15.69	15.11	14.68	14.34
	30	17.07	16.32	15.75	15.32	14.98
4	5	16.61	15.78	15.15	14.68	14.31
	10	18.21	17.38	16.75	16.27	15.89
	20	20.65	19.66	18.90	18.33	17.88
	30	21.50	20.51	19.75	19.18	18.72

③ 실험수로 제작 및 실험

선정된 수리실험 조건에 대한 수리실험을 수행하기 위하여 Froude 상사법칙을 활용하여 높이 1.4m, 폭 1.3m, 길이 11m의 1/2 축소 모형을 제작하였다(그림 2-3-8, 그림 2-3-9). 실험수로의 노면은 실제 도로의 환경을 고려하여 기초 노상으로 베니어판을 설치하고 그 위로 아스팔트 롤 싱글을 도포하였으며 측구부분과 도로부분의 흐름을 구별할 수 있도록 색을 달리하였다. 본 연구에서 선정된 도로 조건변화를 반영하기 위한 수리실험의 특성상 종경사와 횡경사를 독립적으로 조절하여야 하므로 도로표면 흐름판의 프레임을 아연도금사각파이프(4cm×8cm)로 내부와 외부 프레임으로 제작하여 종경사는 외부 프레임으로 조절하고 횡경사는 내부 프레임으로 동시에 개별적으로 조절

할 수 있도록 하였다. 또한 외부 프레임과 내부프레임의 연결은 베어링을 이용하여 경사조절에 따른 두 프레임간의 영향을 최소로 하였다.

종경사 조정은 상류부로부터 5m 지점 및 9m지점의 바깥쪽 프레임에 아이잭을 설치하였고 0~10%의 모든 경사를 조절할 수 있도록 하여 실험조건인 종경사 2, 4, 6, 8, 10%를 충족하도록 제작하였다(그림 2-3-10). 또한 하류부의 처짐을 최소화하기 위하여 수동 유압잭 2개로 실험장치 끝부분을 지지하였다. 횡경사 조정은 미세조절을 위하여 나사형의 조절장치를 제작하였으며 바깥쪽 프레임과 안쪽 프레임 연결을 위한 베어링 부분에 설치하였고 실험조건인 횡경사 2, 4, 7, 10% 모두 조절 가능하도록 하였다(그림 2-3-11).

실험장치 상류부에는 정류장치를 제작하여 실험수로내 정류 흐름이 발생하도록 유도하였다. 정류장치 내부에 필름을 채워넣고 그 위로 플라스틱 그물을 덮었으며, 정류장치와 실험수로의 연결부분은 다공판을 설치하여 정류흐름을 유도하였다. 빗물받이 유입구는 실제 빗물받이 유입구의 제작에 사용되는 평철 아연도금을 재료를 사용하였으며, 가로×세로 $200\times250mm$, $200\times500mm$, $200\times750mm$, 높이 $25mm$의 크기에 bar ing bar의 두께(t)는 $5mm$, 앵글 및 cross bar의 두께는 $2.5mm$로 하여 실제 설치되는 쇠살대 빗물받이 유입구를 1/2로 축소하여 제작하였다. 빗물받이 유입부로의 차집유량을 측정을 위하여 실험수로의 정류장치로부터 $10m$ 하류부에 빗물받이 유입부를 설치하였다.

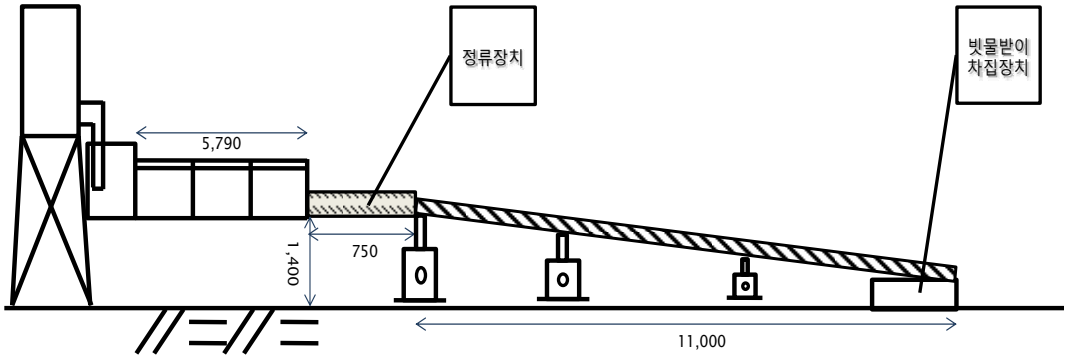


그림 2-3-8 실험수로 측면도(㎜)

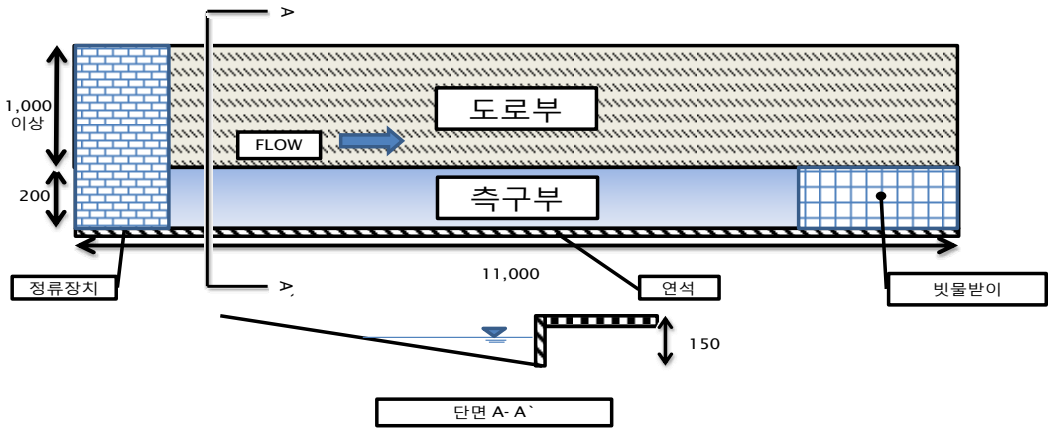


그림 2-3-9 실험수로 평면도(㎜)



그림 2-3-10 종경사조절



그림 2-3-11 횡경사조절

실험수로로 실험유량의 원활한 공급을 위하여 지하 저수조의 물을 고수조로 양정하여 일정 수위를 유지하도록 하였다. 고수조에서 도로 표면흐름의 수로부로 물을 공급하기 위하여 약 6m의 수로를 연결하였으며, 연결수로부의 끝 부분에 실험유량을 측정할 수 있도록 삼각위어를 설치하였다(그림 2-3-12). 또한 수리 실험실의 바닥경사를 고려한 종경사 조절을 위하여 레벨 측량 및 광파기 측량으로 바닥경사를 보정하면서 흐름 수로부의 종경사를 측정하였다(그림 2-3-13).

도로 표면 유출 흐름에서의 흐름 특성을 파악하기 위하여 흐름 수로부의 수심 및 흐름 폭을 설치된 빗물받이 유입부에서 50cm 상류 지점에서 측정하였다. 또한 설치된 빗물받이 유입부의 아래에 차집통을 설치하여 빗물받이 유입부의 차집유량을 측정하였으며, 흐름수로부의 하단부에도 차집통을 설치하여 빗물받이 유입부로 차집되지 않고 우회 유출되는 유량을 측정하였다(그림 2-3-15).



그림 2-3-12 삼각위어



그림 2-3-13 종경사 측정



그림 2-3-14 흐름폭 및 수심 측정

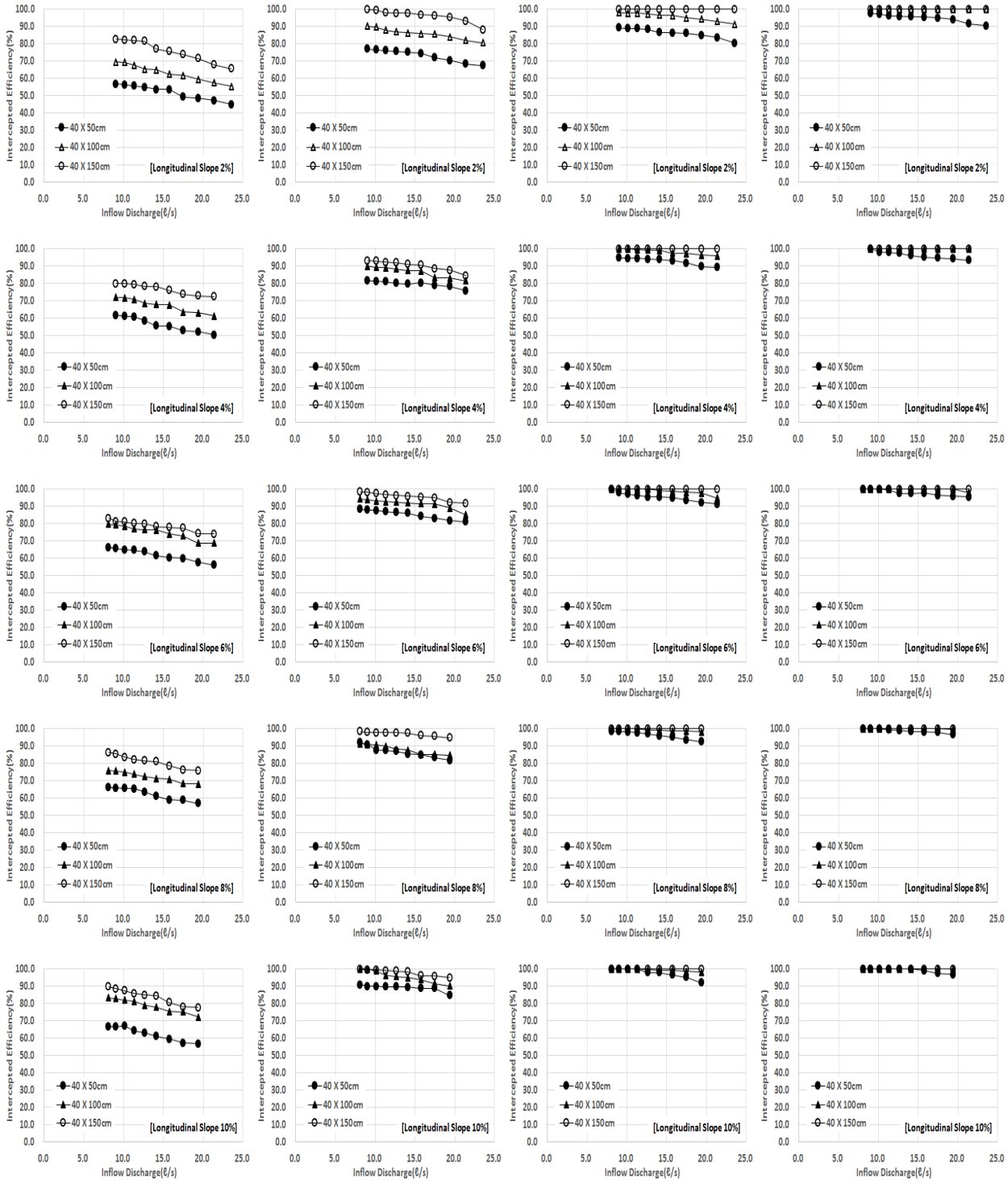


그림 2-3-15 차집유량 측정

도로의 조건변화(도로 종경사, 측구 횡경사 및 도로차선)에 따라 도로 노면에서 유출되는 유출량을 도로의 측구에 설치되는 빗물받이 규격별로 차집유량을 측정하였다. Froude 상사법칙을 이용하여 수리모형의 실험유량으로 실측한 차집유량을 실제 유량으로 환산하여 실험 결과로 나타내었다. 빗물받이 유입부의 차집효율은 실험 시 노면유출량인 유입유량을 빗물받이가 차집하는 유량과 빗물받이가 차집하지 못하고 통과하는 유량으로 각각 측정하여 전체 유입유량에 대한 차집유량의 비로써 차집효율을 산정하였다. 선정된 실험 조건 및 빗물받이 설치 간격을 산정하기 위하여 약 800회 이상의 수리실험을 실시하였다.

④ 도로 조건변화에 따른 차집능력

도로의 종경사와 측구의 횡경사에 따른 빗물받이 유입부의 차집흐름을 분석하기 위하여 그림 2-3-16과 같이 측구 횡경사 변화에 따른 차집효율의 변화를 도시하였다.



a. 2%　　b. 4%　　c. 7%　　d. 10%

그림 2-3-16 측구횡경사 변화에 따른 차집유량의 변화

그림 2-3-16에서 알 수 있듯이 측구 횡경사가 4%이상이 되면 도로의 종경사가 증가함에 따라 차집효율이 점진적으로 증가하는 경향을 나타내고 있다. 도로의 종경사와 측구 횡경사가 동시에 증가하면 노면 유출수를 빠르게 측구방향으로 유도하여 흐름 폭을 감소시키면서 측구 흐름이 증가한다. 측구 흐름으로 집중된 유출수는 빗물받이의 전면부로 상당량이 유입되어 빗물받이의 차집효율을 증가시키는 것으로 나타났다.

표 2-3-15 측구 경사변화에 따른 측구 흐름 변화(종경사 2%)

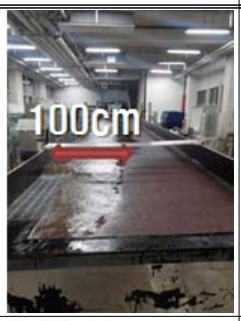
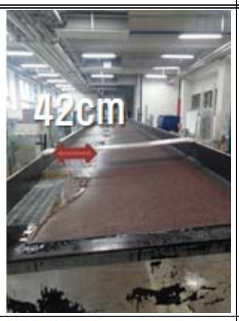
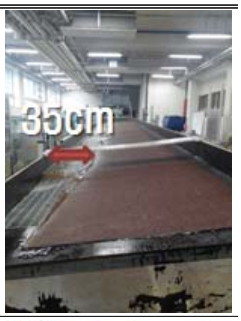
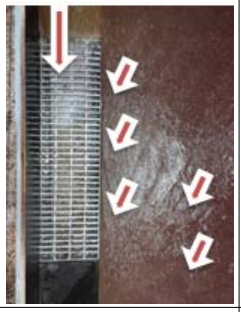
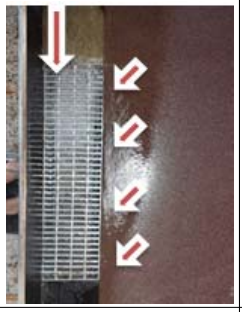
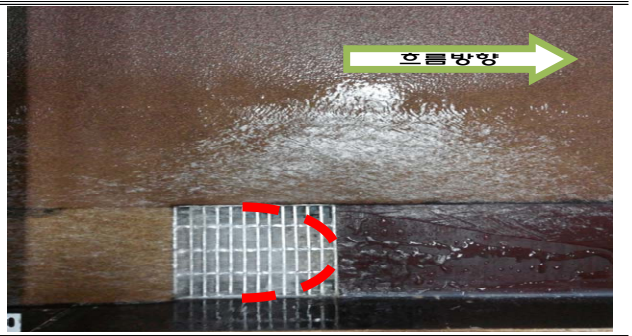
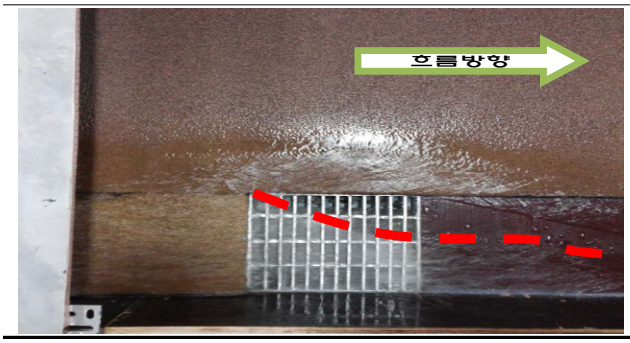
횡경사	2%	4%	7%	10%
흐름 폭				
흐름형상				
차집율	65%	88%	100%	100%

표 2-3-16 측구 경사변화에 따른 측구 흐름 변화(종경사 10%, 40X50cm)

횡경사 2%	횡경사 4%
	
횡경사 7%	**횡경사10%**
	

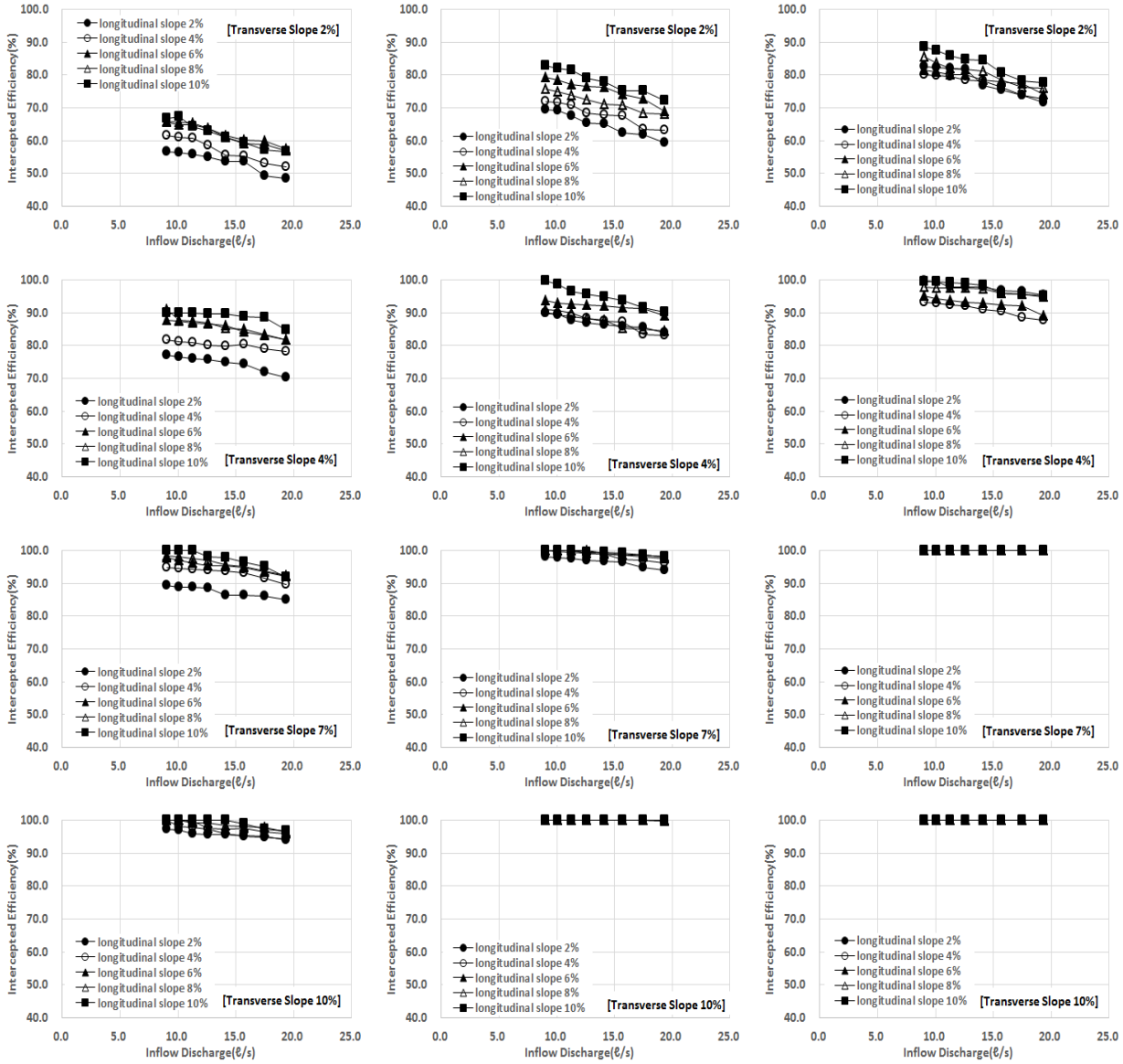
또한 그림 2-3-16은 동일한 도로 종경사 조건에서 측구횡경사가 증가함에 따라 차집효율이 증가하는 것을 나타내고 있다. 이는 측구의 횡경사의 증가에 따라 빗물받이로 유입되는 흐름 폭을 감소시켜 빗물받이의 전면부 및 측면부로 유입되는 측구부의 흐름으로 유도하여 빗물받이의 차집효율을 증가시키는 것으로 판단된다. 그러므로 측구흐름에서의 흐름 폭의 변화가 빗물받이의 차집효율에 상당한 영향을 미치는 것으로 확인되었다(표 2-3-15).

측구 횡경사 변화에 따른 측구부 및 빗물받이 유입부에서의 흐름 및 빗물받이 유입

양상을 살펴보기 위하여 표 2-3-16에 빗물받이 규격 40×50cm의 측구 횡경사 변화에 따른 흐름변화를 도시하였다. 측구 횡경사 2%의 경우 빗물받이의 절반 이상이 덮여 흐르는 흐름으로 도수가 발생하여 빗물받이 후면부로 약간의 월류가 발생하였고, 측구 횡경사 4%의 경우, 빗물받이 유입부 대부분을 덮고 흘러 빗물받이 후면부로 그 흐름이 이어지는 모습을 보였다. 측구 횡경사 7%이상부터는 측구에서의 흐름이 연석부분으로 집중되어 흐름폭은 감소하지만 차집량의 증가율 또한 감소하는 현상이 관찰되었다.

⑤ 빗물받이 유입구 규모 변화에 따른 차집능력

빗물받이 유입구의 규모 변화에 따른 빗물받이 유입부의 차집효율의 변화를 알아보기 위하여 도로 종경사와 측구 횡경사를 동일하게 선정하고 유입유량 변화에 따른 유입부 규모별 차집효율을 분석하였다.



a. 40X50cm　　b. 40X100cm　　c. 40X150cm

그림 2-3-17 빗물받이 크기 변화에 따른 차집효율의 변화

그림 2-3-17은 빗물받이 유입구의 크기 변화에 따른 차집효율의 변화를 도시한 것이다. 그림 2-3-17에서 동일한 측구횡경사 및 유입유량 조건에서 빗물받이 유입구의 크기가 커질수록 차집효율이 증가하는 것으로 나타났다. 이는 빗물받이의 측면부로 유입되는 횡유입량의 증가로 인한 흐름폭 감소현상에 기인하므로 측구부에서 빗물받이 유입부의 흐름방향 크기 증가가 차집효율을 증가시키는 데에 상당한

영향을 미치는 것으로 판단된다.

그림 2-3-18은 도로 종경사가 10%, 측구 횡경사가 4%이고 유입유량이 19ℓ/s일 때, 유입부의 규모에 따른 흐름 변화를 나타낸 것이다. 그림 2-3-18에서 유입구 크기가 40×50cm일 경우, 측구부를 흐르는 유량이 빗물받이 유입구 전면부에서 튐현상(splash over)이 크게 발생하고 쇠살대에 의한 수막현상이 발생하여 유입부의 하류방향으로 미차집 표면 흐름이 발생하는 것을 볼 수 있었다. 이와 같은 유입부에서의 튐현상과 수막흐름은 차집효율을 저감하는 요인으로 판단된다. 동일 조건의 40×100cm 유입부에서는 측구부를 흐르는 유량이 전면부에서 빗물받이 유입구의 중간 부분까지 미차집 표면 흐름이 발생하고 중간 부분 이후의 하류방향으로는 튐현상이 발생하여 유입부의 후면부까지 비산하는 현상이 발생하였다. 40×150cm 유입부에서는 측구부를 흐르는 유량이 빗물받이의 전면부에서 유입부의 1/3지점까지 미차집 표면 흐름이 발생하였으며 1/3지점 이후에 튐현상 발생에 따른 비산도 모두 차집되었다.



a. 40X50cm　　b. 40X100cm　　c. 40X150cm

그림 2-3-18 빗물받이 크기 변화에 따른 측구 흐름의 변화

(다) 도로 및 빈도변화 조건을 고려한 빗물받이 설치 간격 및 규모 결정

① 도로 차선별 차집능력

설계빈도 및 차선변화에 따른 유출량과 도로의 종경사 및 측구의 횡경사 등의 실험조건을 변화시키면서 측정된 차집유량을 기본 자료로 구성하고 IBM SPSS Statictics 21 통계분석 프로그램을 활용하여 회귀분석을 실시하였다. 회귀분석의 결과 분산분석의 유의 확률이 0.05이하로 유의하다 할 수 있으며, 결정계수(R^2)가 0.98로 높은 유효성을 보이고 있는 것으로 나타났다. 또한 회귀분석에 따른 영향력이 큰 변수는 순서대로 도로의 총유출량(Q_m), 측구 횡경사(S_C), 도로 종경사(S_L)의 순서로 나타났다. 이와 같은 회귀분석 결과를 통하여 빗물받이 규모별 차집유량 산정식을 표 2-3-17와 같이 제시하였다.

표 2-3-17 빗물받이 규모별 차집유량 산정식

빗물받이 유입부 크기	차집유량 산정식
40 X 50cm	$Q_i = 3.245 Q_m^{0.892} S_C^{0.317} S_L^{0.059}$
40 X 100cm	$Q_i = 2.512 Q_m^{0.941} S_C^{0.244} S_L^{0.058}$
40 X 150cm	$Q_i = 1.749 Q_m^{0.952} S_C^{0.159} S_L^{0.012}$

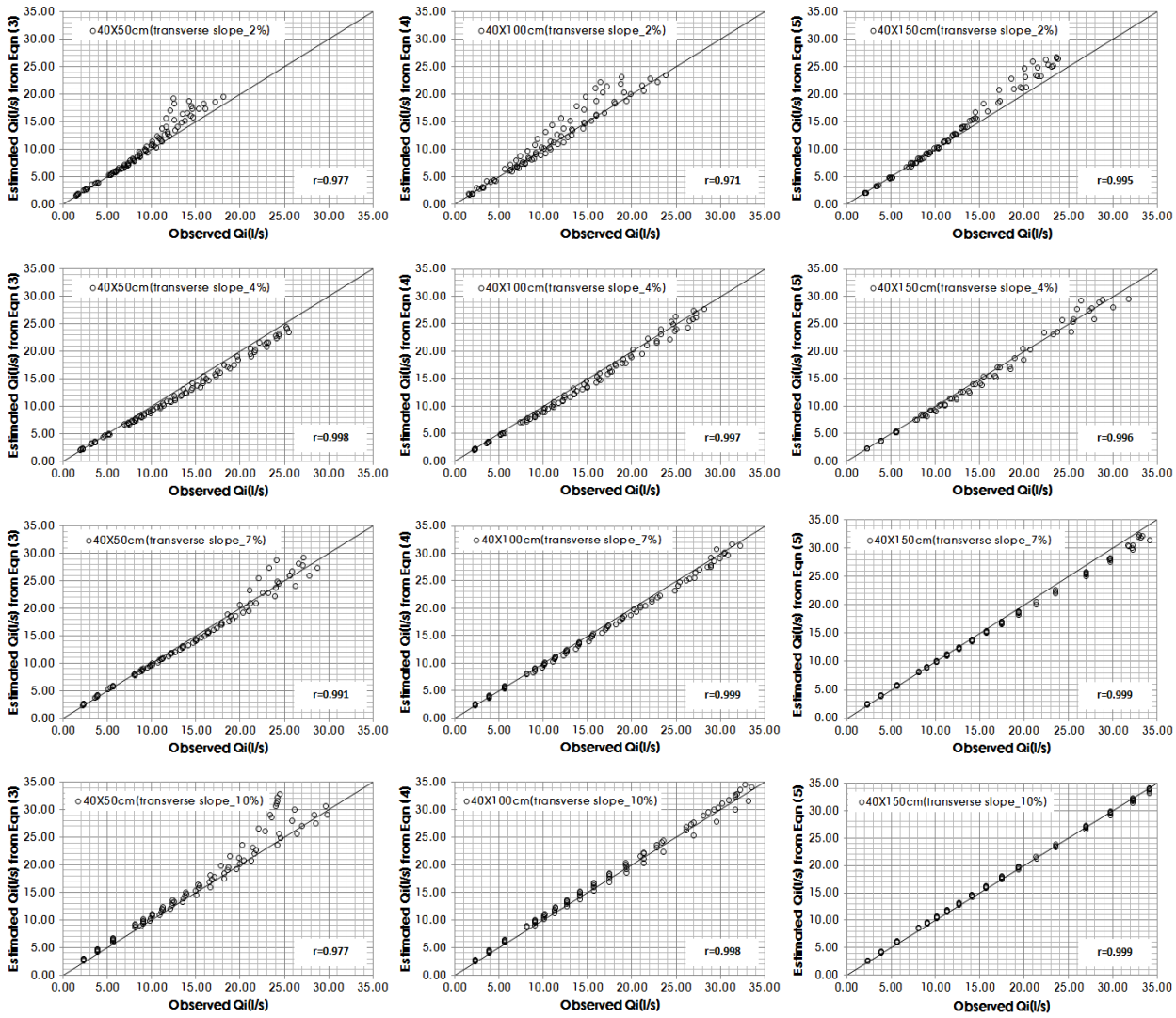
표 2-3-17에서 빗물받이 유입부 규모가 커질수록 상수의 값은 작아지고, 도로 유출량의 지수는 증가하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 이는 빗물받이 유입구의 크기가 증가함에 따라 차집효율이 증가하므로 도로 총유출량과 차집유량의 상관성이 높아지는 것으로 판단된다. 또한 측구 횡경사의 지수보다 도로 종경사의 지수는 작게 나타나고 있으므로 빗물받이 유입구의 차집효율이 도로의 종경사보다 측구 횡경사의 영향이 크게 나타나는 실험결과를 정확하게 반영하는 실험식이라 판단된다.

② 산정식의 상관관계 분석

본 연구에서 제안한 빗물받이 유입구 규모 변화에 따른 차집유량 산정식의 실제 설계에서의 적용성을 확인하기 위하여 실측 차집유량과 제안된 식에 의해서 계산된 차집유량의 상관관계를 분석하였다. 측구 횡경사 변화에 따른 두 변수(실측 차집유량과 계산 차집유량) 사이의 관계를 알아보기 위하여 측구 횡경사 및 빗물받이 유입구의 크기 변화에 따른 산포도(scatter plot)를 그림 2-3-19와 같이 도시하였다.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2}\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y})^2}}$$

(2-3-1)

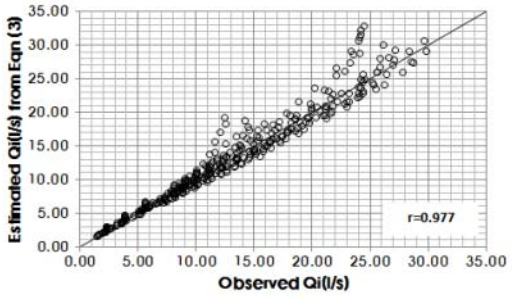
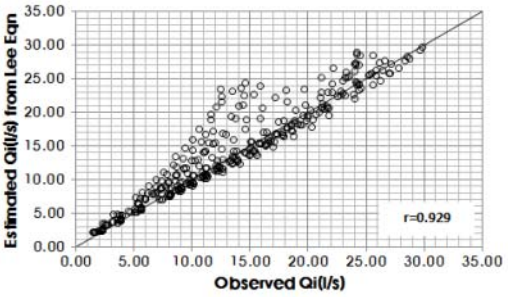
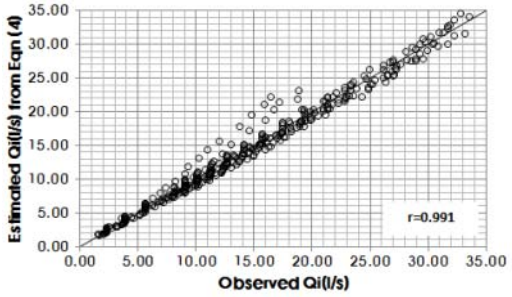
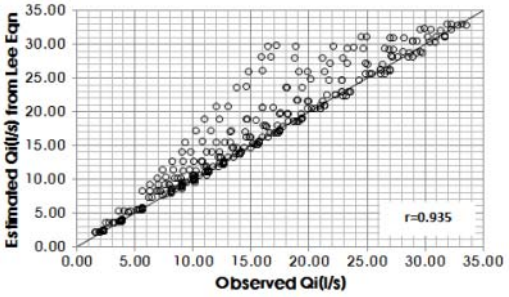
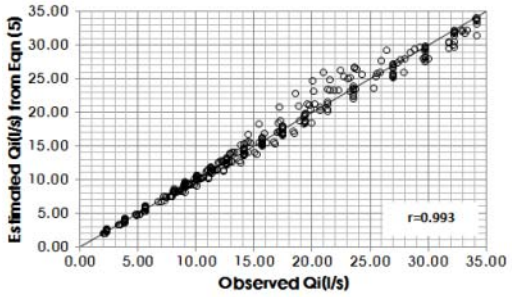


a. 40X50cm　　b. 40X100cm　　c. 40X150cm

그림 2-3-19 실측값과 산정식에 의해 산정된 산정값의 상관관계

그림 2-3-19에서의 산포도는 전체적으로 양의 상관관계를 나타내고 있으므로 표 2-3-18의 산정식은 측구 횡경사 증가에 따른 차집유량의 증가의 경향을 정확하게 계산하고 있는 것으로 판단된다. 또한 양의 상관관계를 가지는 두 변수 간의 상관관계의 크기를 나타내기 위하여 현재 가장 많이 사용되는 피어슨 상관계수(Pearson Correlation Coefficient, r)를 계산하였다(식 2-3-1). 식 2-3-1에 의해서 계산된 각 상관계수는 그림 2-3-19의 산포도에 같이 나타내었다. 그림 2-3-19에서 측구 횡경사 및 빗물받이 규모의 변화에 상관없이 전반적으로 상관계수는 0.97이상을 나타내고 있으므로 표 2-3-18의 산정식은 빗물받이 유입구의 차집유량을 상당히 정확하게 계산하고 있는 것으로 판단된다. 그러나 측구 횡경사가 2%의 경우에서는 유출유량이 증가할수록 상관성이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 측구 횡경사 2%일 경우에는 표 2-3-18의 산정식에 의해 산정된 차집유량이 실측 차집유량보다 약간 과대 산정되는 것이므로 이에 대한 보완이 필요할 것으로 판단된다.

표 2-3-18 기존 식과의 상관관계 비교

빗물받이 유입부 크기	분석결과	
	본 연구 산정식	이종태 등(2003)의 산정식
40×50cm		
40×100cm		
40×150cm		

본 연구에서 제시한 차집유량 산정식의 적정성을 알아보기 위하여 기존에 제시된 식과 유사한 형태의 경험식들과의 상관관계 분석이 필요하다. 현재 설계빈도 5년을 고려한 Ministry of Environment (2005)에 반영된 Lee et al.(2003)의 연구에서 제시한 빗물받이 크기 및 도로 조건변화를 고려한 빗물받이 차집유량식에 의해 계산한 차집유량과 실측 차집유량의 상관관계를 분석하였으며, 그 결과를 본 연구에서 제시한 차집유량식과의 상관관계와 비교하였다(2-3-18). Lee et al.(2003)의 연구에서 유출유량은 4ℓ/s~15ℓ/s로 설계빈도 5년의 강우사상만을 고려하였으나 본 연구의 유출유량은 2ℓ/s~35ℓ/s로 설계빈도 30년의 강우사상까지 고려한 것이다. 또한 Lee et al.(2003)의 연구에서는 40×150cm 빗물받이 유입구의 차집유량식이 제시되지 않았으므로 40×50cm과 40×100cm의 차집유량식과의 상관관계만을 비교하였다.

표 2-3-18에서 Lee et al.(2003)이 제안한 차집유량식에 따른 상관계수는 0.93로 나타났으나 본 연구의 제안식에 따른 상관계수는 전반적으로 0.98을 나타내고 있다. Lee et al.(2003)의 식은 측구 횡경사 2%에서는 전반적으로 차집유량을 과대 산정하였으며, 측구 횡경사 4%에서는 유출량 증가에따라 차집유량을 과대 산정하는 것으로 나타났다. 이는 Lee et al.(2003)의 산정식을 도출하기 위한 수리실험에서는 측구 횡경사 2%에 대한 실험을 수행하지 않고 도출된 차집유량식이므로 측구 횡경사 2% 조건에 대한 차집유량을 적절하게 산정하는 것은 어렵다고 판단된다. 또한 5년빈도 설계 유출량만을 대상으로 도출한 식이므로 측구 횡경사 4% 경우 유입유출량이 증가에 따른 차집유량의 산정이 과대하게 나타나는

것으로 판단된다. 그러나 측구 횡경사 7%와 10%에서는 전반적으로 상관도가 높은 것으로 나타나고 있다. 이는 측구 횡경가가 7%이상 되면 빗물받이의 차집효율이 크게 증가하기 때문에 증가된 유입유출량을 거의 대부분 차집하기 때문이다. 그러므로 일반적인 도로의 측구 횡경사 변화 및 상향된 설계빈도를 고려한 빗물받이 유입구의 차집유량 산정에 본 연구에서 제안한 차집유량식을 사용하는 것이 보다 적절할 것으로 판단된다.

③ 빗물받이 설치간격 설계 방법 및 설치간격 제시

실험결과를 바탕으로 도출된 빗물받이 차집유량 산정식과 수리계산에 의한 방법을 활용하여 차집효율이 95% 이상이 되는 빗물받이의 설치간격을 산정하는 빗물받이 유입구의 설계방법을 흐름도(flow chart)로써 그림 2-3-25와 같이 나타낸 것이고, 그림 2-3-26은 EXCEL을 이용하여 도로의 격자형 빗물받이 유입구 설계를 하는 예를 나타내고 있다.

그림 2-3-26의 간략화된 프로그램을 활용하여 도로의 차선 및 경사와 빈도별 빗물받이 유입구의 크기변화를 고려하여 빗물받이의 설치간격을 그림 2-3-27과 같이 제시하였다. 이는 도로 배수시설의 상향된 설계빈도를 고려한 쇠살대 빗물받이 유입부의 설치 간격으로 현재 하수도시설기준(환경부, 2011)에 제시되어 있는 빗물받이 설치간격보다 방재성능강화 기준에 부합하는 것이며, 도로설계기준(국토교통부, 2012)에서 제시하고 있는 이론적인 설치 방법보다 합리적인 기준으로 판단된다.

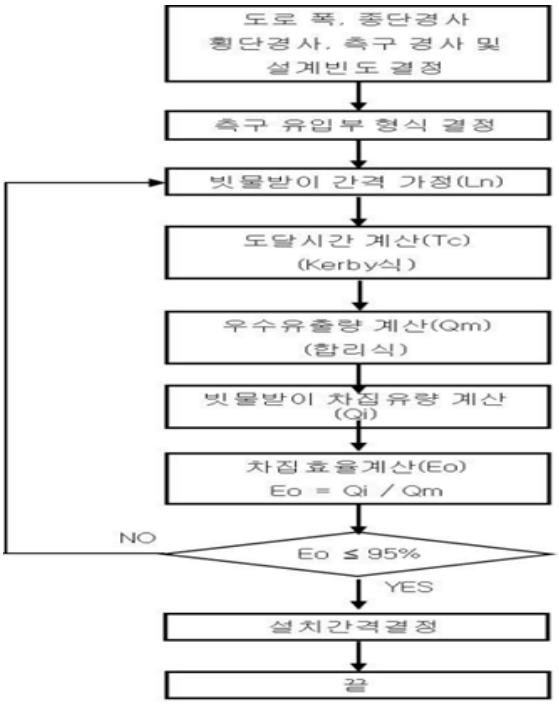


그림 2-3-25 빗물받이 설치 간격 계산방법

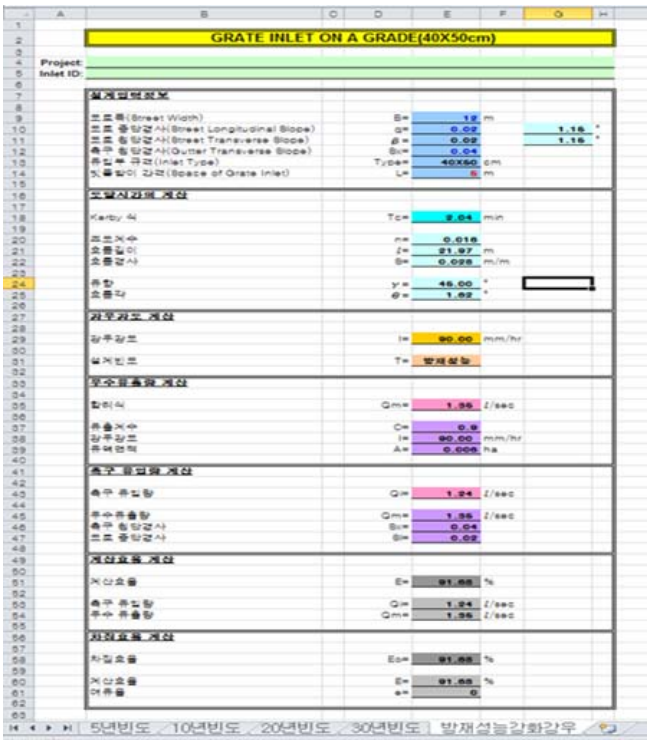


그림 2-3-26 Excel을 이용한 방법

그림 2-3-27 도로조건 및 빈도별 빗물받이 설치간격

증경사 (%)	측구 횡경사 (%)	2차선												3차선												4차선											
		40×50				40×100				40×150				40×50				40×100				40×150				40×50				40×100				40×150			
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
2	4	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	25	25	25	10	10	10	10	10	10	10	10	25	20	20	20
	7	10	10	10	10	15	15	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30
	10	15	15	10	10	30	30	30	30	30	30	30	30	10	10	10	10	30	30	30	25	30	30	30	30	10	10	10	10	30	25	20	20	30	30	30	30
4	4	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	25	25	20
	7	10	10	10	10	25	25	20	20	30	30	30	30	10	10	10	10	20	15	15	15	30	30	30	30	10	10	10	10	15	15	10	10	30	30	30	30
	10	20	20	15	15	30	30	30	30	30	30	30	30	15	15	10	10	30	30	30	30	30	30	30	30	10	10	10	10	30	30	30	30	30	30	30	30
6	4	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	25	25
	7	15	15	10	10	30	30	25	25	30	30	30	30	10	10	10	10	25	20	20	20	30	30	30	30	10	10	10	10	20	20	15	15	30	30	30	30
	10	30	25	25	20	30	30	30	30	30	30	30	30	20	20	15	15	30	30	30	30	30	30	30	30	15	15	10	10	30	30	30	30	30	30	30	30
8	4	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30
	7	15	15	15	15	30	30	30	30	30	30	30	30	10	10	10	10	30	25	25	25	30	30	30	30	10	10	10	10	25	20	20	20	30	30	30	30
	10	30	30	25	25	30	30	30	30	30	30	30	30	25	20	20	20	30	30	30	30	30	30	30	30	20	20	15	15	30	30	30	30	30	30	30	30
10	4	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30	10	10	10	10	10	10	10	10	30	30	30	30
	7	20	20	15	15	30	30	30	30	30	30	30	30	15	15	10	10	30	30	30	30	30	30	30	30	10	10	10	10	30	25	25	20	30	30	30	30
	10	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	25	25	20	30	30	30	30	30	30	30	30	25	20	20	15	30	30	30	30	30	30	30	30

※Ⅰ:5년빈도, Ⅱ:10년빈도, Ⅲ:20년빈도, Ⅳ:30년빈도

(2) 형상변화에 따른 우수관거 규모 및 형상에 따른 저류용량 검토

(가) 시범유역 우수관거의 통수능 검토

도림천 유역의 배수분구 중 관거의 통수능 부족 및 저지대로 인한 침수피해가 발생하였던 난곡사거리, 조원동, 신사동 일대가 포함된 도림천 중류지역을 연구를 위한 대상유역으로 선정하여 연구를 진행하였다. 도림천 중류지역은 2001년, 2010년, 2011년 침수피해가 발생한 지역으로 남부순환로 일대 도심부는 완만한 평지형의 저지대로 내수배제 불량으로 인한 피해가 발생하였으며, 도림천 일대 하천 통수능의 부족으로 하천이 범람하여 저지대의 침수피해가 발생된 것으로 조사되었다.

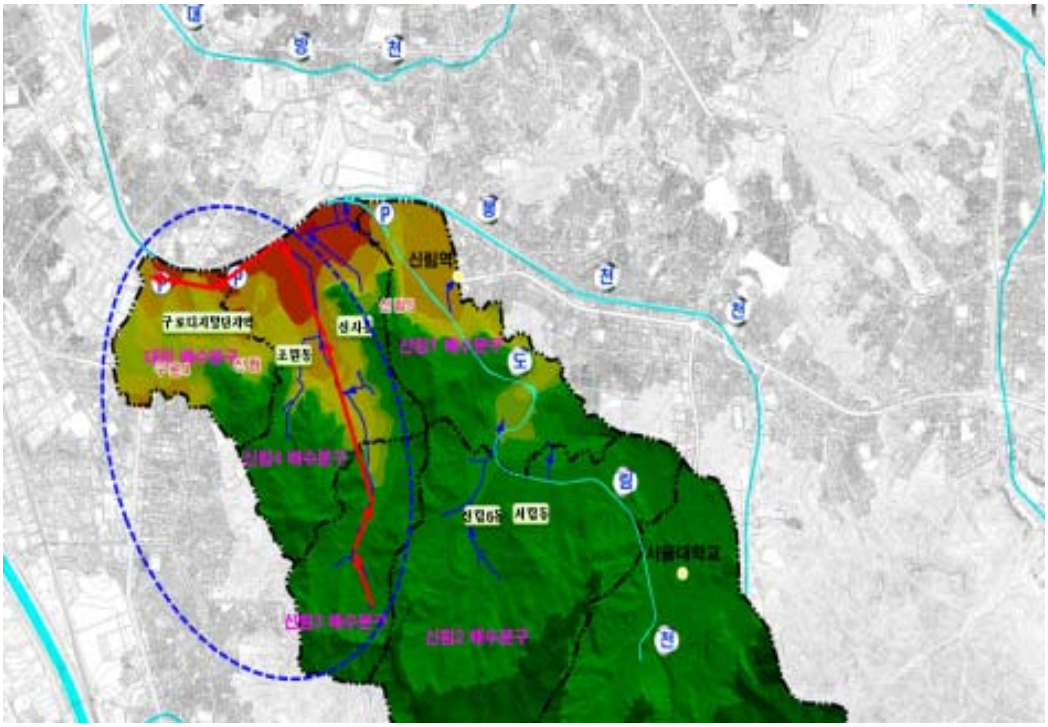


그림 2-3-28 검토를 위한 모의구간

모의구간의 관망시설은 간선 10년 빈도, 지선 5년 빈도로 설계되어 있으며, 신림 빗물펌프장의 경우 20년 빈도, 공사 중인 신림 2 빗물펌프장은 30년 빈도로 설계되어 있다.



그림 2-3-29 모의구간 내수배제시설 설계빈도

도림천 중류지역의 우수관거의 통수능 검토를 위하여 XP-SWMM 모형을 이용하였으며, 아래 그림과 같이 입력자료를 구성하였다.

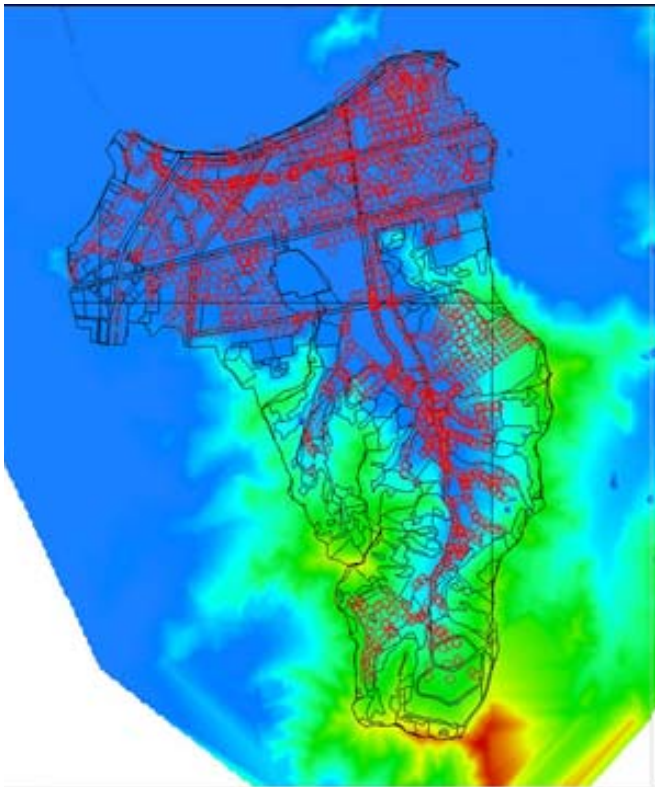
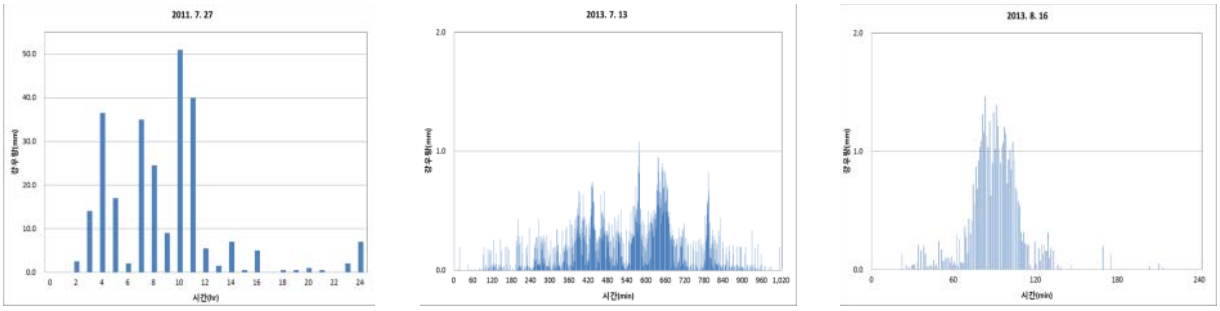


그림 2-3-30 XP-SWMM 입력자료 구성

검토를 위한 강우자료는 2011년 7월 27일, 2013년 7월 13일, 2013년 8월 6일의 실강우자료를 이용하였으며, 각각의 강우를 적용하였을 경우 도림천 중류지역의 우수관거의 통수능 검토를 실시하였다.

표 2-3-19 검토를 위한 적용강우

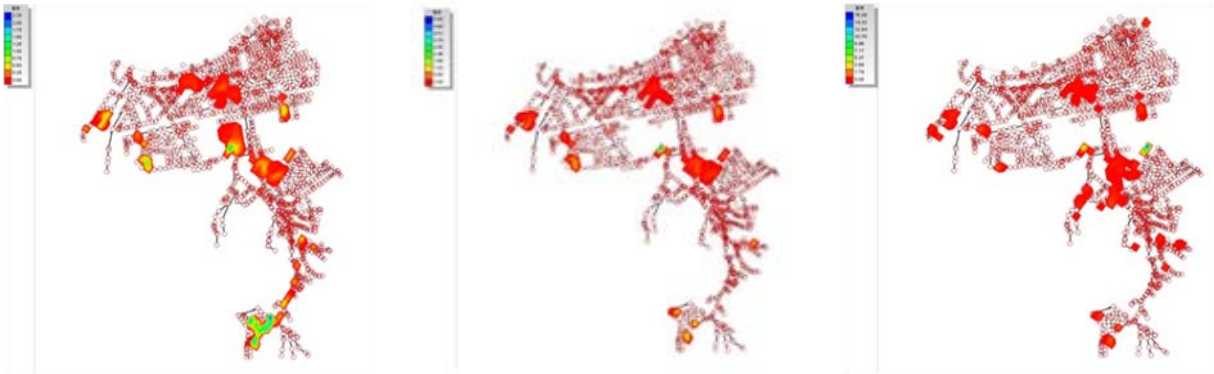
구분	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6
지속 기간	24시간	1440분	240분
강우량 (mm)	262.5	161.2	43.78



2011.07.27 2013.07.13 2013.08.06

그림 2-3-31 검토를 위한 적용강우

3개 실강우사상에 대한 도림천 중류지역의 우수관거 통수능 검토 결과 강우량에 따른 총 유입량 및 맨홀 월류량의 차이가 발생하는 것으로 나타났다. 262.5mm의 강우가 발생한 2011년 7월 27일 강우사상의 경우 총 유입량은 24,981,862㎥으로 나타났으며, 월류량은 69,532㎥으로 검토되었다. 161.2mm의 강우가 발생한 2013년 7월 13일의 강우사상의 경우 총 유입량은 13,942,550㎥, 월류량은 42,656㎥으로 나타났으며, 240분동안 43.78mm의 강우가 발생한 2013년 8월 6일 강우사상의 경우, 총 유입량은 4,136,286㎥, 월류량은 62,112㎥으로 나타났다. 다음 그림은 각 강우사상에 대한 XP-SWMM 모의 결과를 나타낸 것이다.



2011.07.27 2013.07.13 2013.08.06

그림 2-3-32 기존 우수관거의 통수능 검토

표 2-3-20 기존 우수관거 모의 결과

총 유입량(㎥)			맨홀 역류량(㎥)		
2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6
24,981,862	13,942,550	4,136,286	69,532	42,656	62,112

(나) 우수관거의 형상변화에 따른 통수능 검토

도림천 중류지역의 우수관거의 기존 형상을 원형 및 사각형으로 각각 일괄 변화시켰을 때 맨홀을 통해 유입되어 관거를 통해 흐르는 총 유입량 및 맨홀 역류량을 산정하였다. 기존 우수관거 설계시 최적화 된 형상으로 설계를 이루어졌으나 본 연구에서는 형상변화에 따른 총 유입량 및 맨홀 역류량의 변화를 검토하기 위하여 이와 같은 Case를 적용하여 연구를 진행하였다.

표 2-3-21 형상변화에 따른 총 유입량, 맨홀 역류량 비교

구 분	총 유입량(㎥)			맨홀 역류량(㎥)		
	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6
원형	24,171,526	13,864,123	4,049,554	252,601	76,535	64,634
사각형	25,540,668	13,970,945	4,340,801	52,651	36,055	59,465

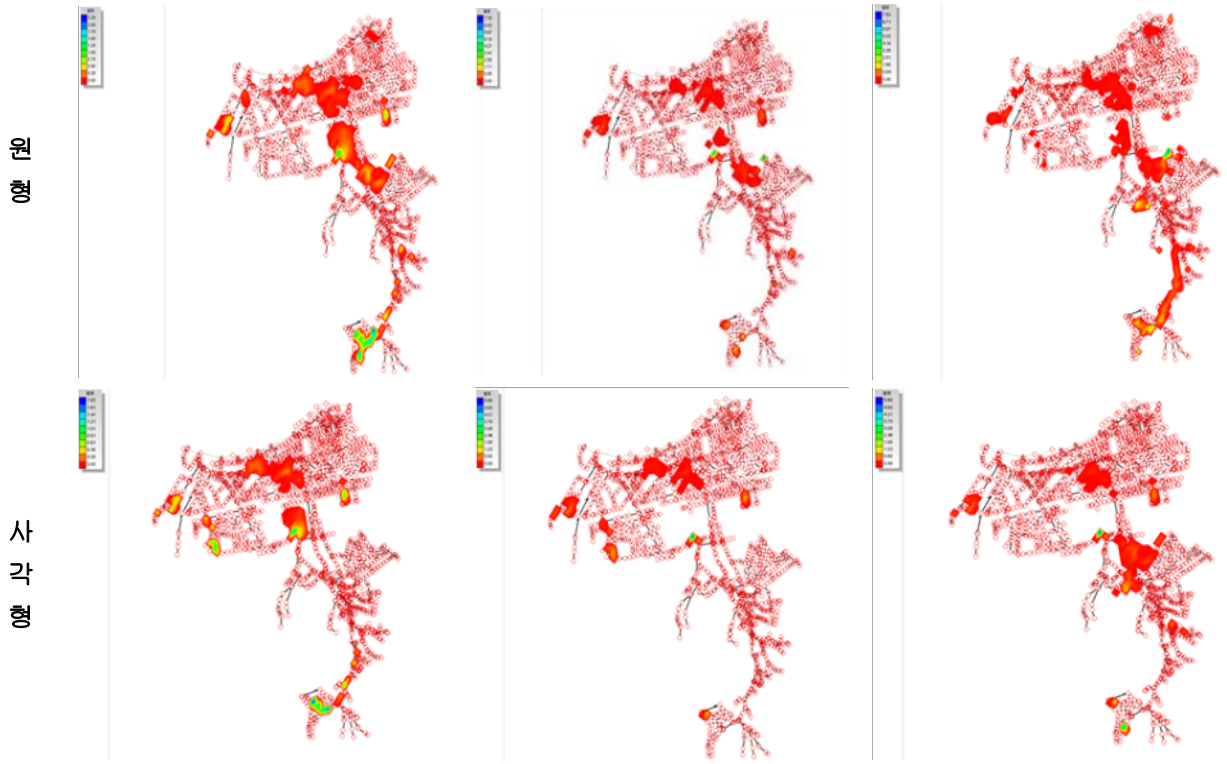


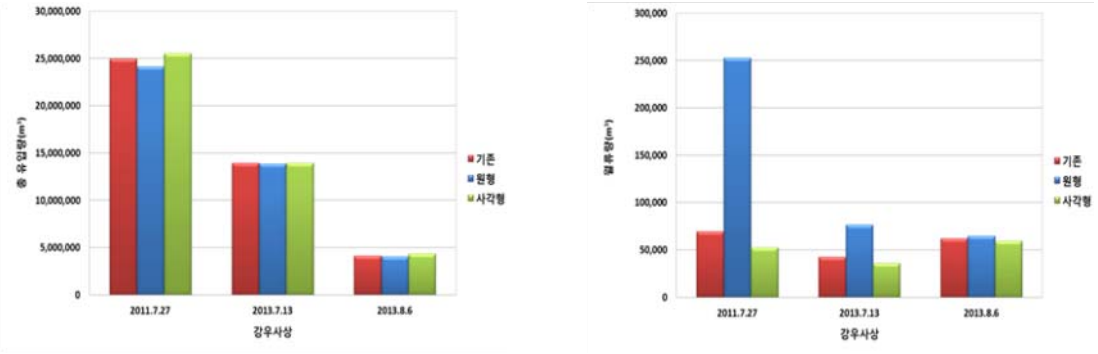
그림 2-3-34 우수관거 형상변화에 따른 통수능 검토

우수관거의 형상을 원형으로 변화시켰을 때의 총 유입량 및 맨홀 역류량의 검토결과 262.5㎜의 강우가 발생한 2011년 7월 27일 강우사상의 경우 총 유입량은 24,171,526㎥으로 나타났으며, 맨홀 역류량은 252,601㎥으로 검토되었다. 161.2㎜의 강우가 발생한 2013년 7월 13일의 강우사상의 경우 총 유입량은 13,864,123㎥, 맨홀 역류량은 76.535㎥으로 나타났으며, 240분동안 43.78㎜의 강우가 발생한 2013년 8월 6일 강우사상의 경우, 총 유입량은 4,049,554㎥, 맨홀 역류량은 64,634㎥으로 나타났다.

우수관거의 형상을 사각형으로 변화시켰을 때의 총 유입량 및 맨홀 역류량의 검토결과 262.5㎜의 강우가 발생한 2011년 7월 27일 강우사상의 경우 총 유입량은 25,540,868㎥으로 나타났으며, 맨홀 역류량은 52,651㎥으로 검토되었다. 161.2㎜의 강우가 발생한 2013년 7월 13일의 강우사상의 경우 총 유입량은 13,970,945㎥, 맨홀 역류량은 36,055㎥으로 나타났으며, 240분동안 43.78㎜의 강우가 발생한 2013년 8월 6일 강우사상의 경우, 총 유입량은 4,340,801㎥, 맨홀 역류량은 59,465㎥으로 나타났다.

표 2-3-22 형상변화에 따른 총 유입량, 맨홀 역류량 비교

구 분		총 유입량(㎥)			맨홀 역류량(㎥)		
		2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6
증감(%)	기존	24,981,862	13,942,550	4,136,286	69,532	42,656	62,112
		100	100	100	100	100	100
	원형	24,171,526	13,864,123	4,049,554	252,601	76,535	64,634
		96.76 (-3.24)	99.44 (-0.56)	97.90 (-2.10)	363.29 (263.29)	179.42 (79.42)	104.06 (4.06)
	사각형	25,540,668	13,970,945	4,340,801	52,651	36,055	59,465
		102.24 (2.24)	100.20 (0.20)	104.94 (4.94)	75.72 (-24.28)	84.52 (-15.47)	95.74 (-4.26)



총 유입량 맨홀 역류량

그림 2-3-35 형상변화에 따른 총 유입량, 맨홀 역류량

형상변화에 따른 총 유입량 및 월류량 검토결과, 위의 표에서 보는바와 같이 기존 관거형상에서 원형으로 변화시켰을 경우 관거의 총 체적의 감소로 인해 관거로 유입되는 총 유입량이 0.56 ~ 3.24% 감소되었으며, 체적의 감소로 인한 월류량이 4.06 ~ 263.29% 증가한 것으로 나타났다. 사각형으로 변화시켰을 경우에는 기존관거보다 총 체적이 증가함에 따라 총 유입량은 0.20 ~ 4.94% 증가하였으며 월류량은 1.57 ~ 24.28% 감소한 것을 알 수 있었다.

(다) 우수관거의 규모변화에 따른 통수능 검토

도림천 중류지역의 기존 우수관거의 규모를 일괄적으로 5%, 10% 크게 변화시켰을 때 맨홀을 통해 유입되어 관거를 통해 흐르는 총 유입량 및 월류량을 산정하였다. 도림천 중류지역의 경우 관거의 통수능 부족으로 인한 내수배제 불량에 따른 침수피해가 발생하였으므로 우수관거 규모 상향에 따른 침수저감효과를 확인하기 위하여 이와 같은 Case를 적용하였으며, 우수관거 규모변화에 따른 총 유입량 및 월류량의 결과는 다음과 같다.

표 2-3-23 규모변화에 따른 총 유입량, 맨홀 역류량

구 분	총 유입량(㎥)			맨홀 역류량(㎥)		
	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6
5 %	25,215,435	13,943,587	4,176,445	66,542	40,224	58,074
10 %	25,765,129	13,949,404	4,252,998	62,787	37,451	55,341

우수관거의 규모를 5% 더 크게 상향시켰을 때의 총 유입량 및 월류량의 검토결과 262.5㎜의 강우가 발생한 2011년 7월 27일 강우사상의 경우 총 유입량은 25,215,435㎥으로 나타났으며, 월류량은 66,542㎥으로 검토되었다. 161.2㎜의 강우가 발생한 2013년 7월 13일의 강우사상의 경우 총 유입량은 13,943,587㎥, 월류량은 40,224㎥으로 나타났으며, 240분동안 43.78㎜의 강우가 발생한 2013년 8월 6일 강우사상의 경우, 총 유입량은 4,252,998㎥, 월류량은 55,341㎥으로 나타났다. 우수관거의 규모를 10% 더 크게 상향시켰을 때의 총 유입량 및 월류량의 검토결과 262.5㎜의 강우가 발생한 2011년 7월 27일 강우사상의 경우 총 유입량은 25,765,129㎥으로 나타났으며, 월류량은 62,787㎥으로 검토되었다. 161.2㎜의 강우가 발생한 2013년 7월 13일의 강우사상의 경우 총 유입량은 13,949,404㎥, 월류량은 37,451㎥으로 나타났으며, 240분동안 43.78㎜의 강우가 발생한 2013년 8월 6일 강우사상의 경우, 총 유입량은 4,252,998㎥, 월류량은 55,341㎥으로 나타났다.

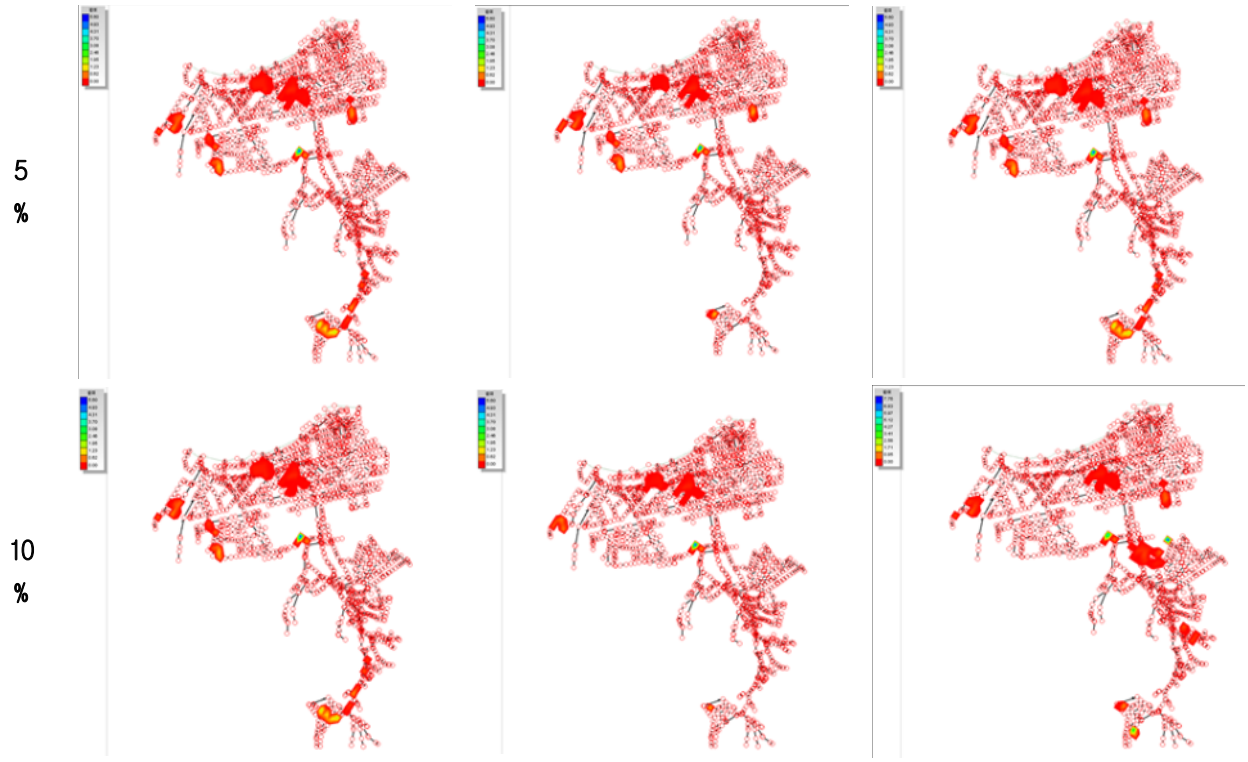
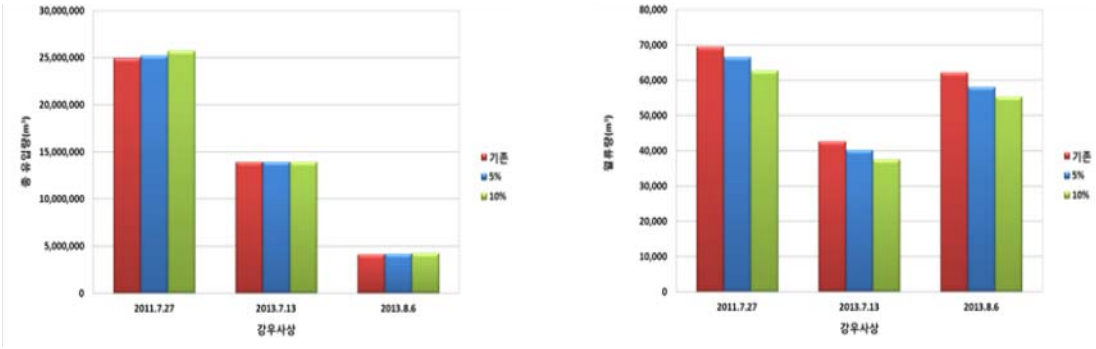


그림 2-3-36 우수관거 규모변화에 따른 통수능 검토

다음은 기존 우수관거 및 5%, 10%로 관거의 규모를 상향시켰을 때의 총 유입량, 월류량을 비교한 것이다.

표 2-3-24 규모변화에 따른 총 유입량, 맨홀 역류량 비교

구 분		총 유입량(㎥)			맨홀 역류량(㎥)		
		2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6	2011.7.27	2013.7.13	2013.8.6
증감(%)	기존	24,981,862	13,942,550	4,136,286	69,532	42,656	62,112
		100	100	100	100	100	100
	5 %	25,215,435	13,943,587	4,176,445	66,542	40,224	58,074
		100.93 (0.93)	100.01 (0.01)	100.97 (0.97)	95.70 (-4.30)	94.30 (-5.70)	93.50 (-6.50)
	10 %	25,765,129	13,949,404	4,252,998	62,787	37,451	55,341
		103.14 (3.14)	100.05 (0.05)	102.82 (2.82)	90.30 (-9.70)	87.80 (-12.20)	89.10 (-10.90)



총 유입량 맨홀 역류량

그림 2-3-37 규모변화에 따른 총 유입량, 맨홀 역류량

우수관거의 규모변화에 따른 총 유입량 및 맨홀 역류량 검토결과, 기존 관거에서 관거의 규모를 일괄적으로 5%, 10%로 변화시켰을 경우 관거의 총 체적의 증가로 인해 관거로 유입되는 총 유입량이 증가하였으며, 체적의 증가로 인한 통수능이 약간 원활해져 월류량이 전체적으로 감소한 것을 알 수 있었다. 5% 증가시켰을 경우 총 유입량은 0.01 ~ 2.25% 증가하였으며, 맨홀 역류량은 3.20 ~ 6.50% 감소하였다. 10% 증가시켰을 경우 총 유입량은 0.05 ~ 3.38 % 증가하였으며, 맨홀 역류량은 6.90 ~ 12.20% 감소한 것으로 나타나 관거내 통수능이 상대적으로 원활하게 이루어지는 것으로 검토되었다.

(라) 우수관거의 형상 및 규모변화에 따른 저류용량 검토

기존의 우수관거의 형상 및 규모를 변화시켰을 때 관거 내 저류된 유량값의 검토 결과 관거의 규모를 10% 증가시켰을 때 최대 21%의 증가하는 것이 나타났다. 규모증가에 따른 관거 내 저류된 유량값은 최대 21%가 증가하였으나 단기간의 극치강우 발생시 유역내 월류로 인한 내수침수 피해는 발생하는 것으로 검토되었다. 따라서 이러한 침수피해를 방지하기 위해 우수를 저류시킬 수 있는 저류지나 도림천과 같은 대유역의 경우는 지하방수로와 같은 대책이 필요한 것으로 판단된다.

표 2-3-25 우수관거의 형상, 규모변화에 따른 관거내 저류된 유량의 변화

구 분	기존	형상변화		규모변화	
		원형	사각형	5%	10%
증감(%)	100.0	55.0(-45.0)	100.2(0.2)	110.3(10.3)	121.0(21.0)

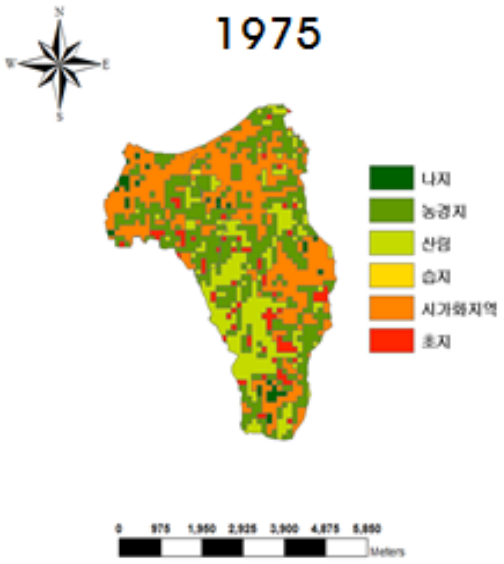
(마) 도심지 개발영향에 대한 침수지역 검토

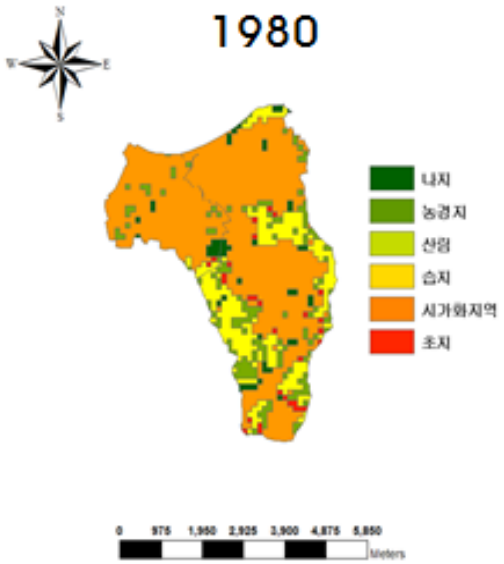
도림천 중류지역의 기존 우수관거의 규모, 형상변화에 따른 저류용량 분석을 실시하며 도심지 개발영향과 침수지역의 관계에 대한 분석을 실시하였다. 도림천 중류지역의 연도에 따른 토지피복 변화에 대해서 검토한 결과, 1975년의 경우 시가화지역의 면적

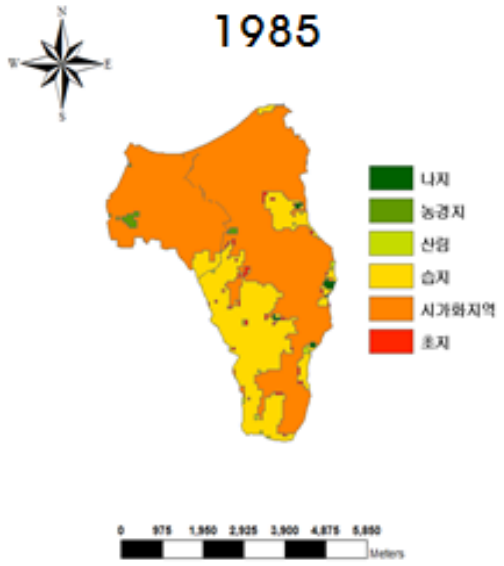
이 크지 않았으나 그 당시의 시가화지역을 중심으로 도심지 개발이 이루어졌으며, 현재는 산림지역을 제외하고 도림천 중류지역의 대부분이 도심지로 변화된 것을 확인할 수 있었다.

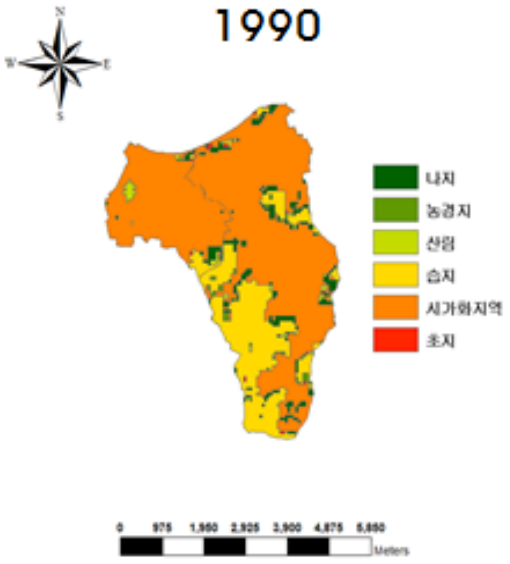
유출분석 결과로 나타난 모의구간의 침수지역과 1975년부터 2009년까지의 토지피복지도를 비교한 결과 초기에 조성된 시가지의 위치와 유출분석을 통해 나타난 침수지역의 위치가 유사한 것으로 나타났다.

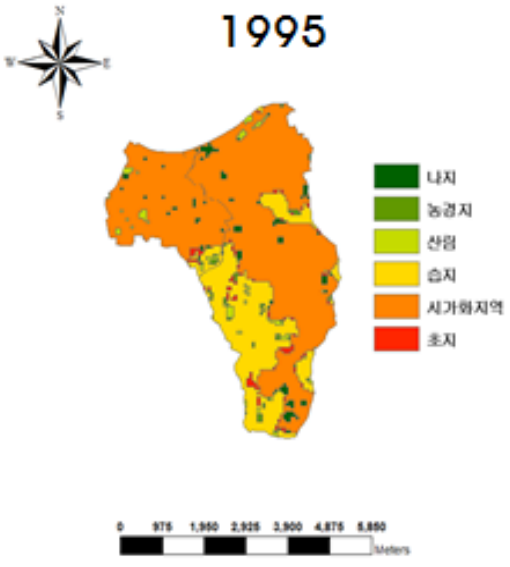
도심지 개발영향에 대한 침수지역 검토 결과 초기에 조성된 구시가지의 경우 관거의 노후화 및 현재 간선관거 설계빈도의 미고려, 우수유출저감시설 등의 부족 등으로 인해 새로 조성된 신시가지에 비해 침수피해가 발생할 가능성이 높다고 사료된다.

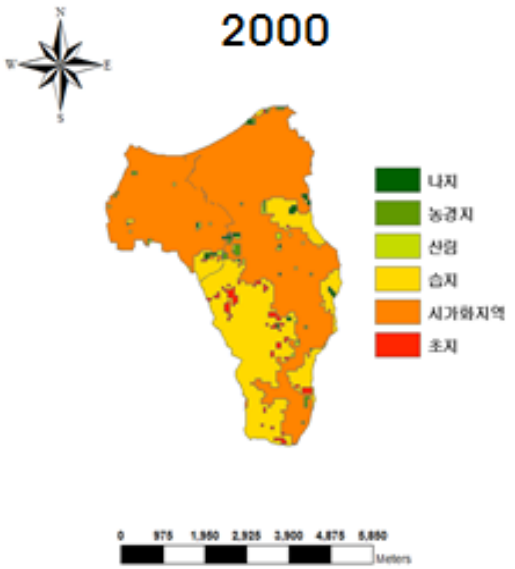

1975
나지
농경지
산림
습지
시가화지역
초지
0 975 1,950 2,925 3,900 4,875 5,850
Meters


1980
나지
농경지
산림
습지
시가화지역
초지
0 975 1,950 2,925 3,900 4,875 5,850
Meters


1985
나지
농경지
산림
습지
시가화지역
초지
0 975 1,950 2,925 3,900 4,875 5,850
Meters


1990
나지
농경지
산림
습지
시가화지역
초지
0 975 1,950 2,925 3,900 4,875 5,850
Meters


1995
나지
농경지
산림
습지
시가화지역
초지
0 975 1,950 2,925 3,900 4,875 5,850
Meters


2000
나지
농경지
산림
습지
시가화지역
초지
0 975 1,950 2,925 3,900 4,875 5,850
Meters

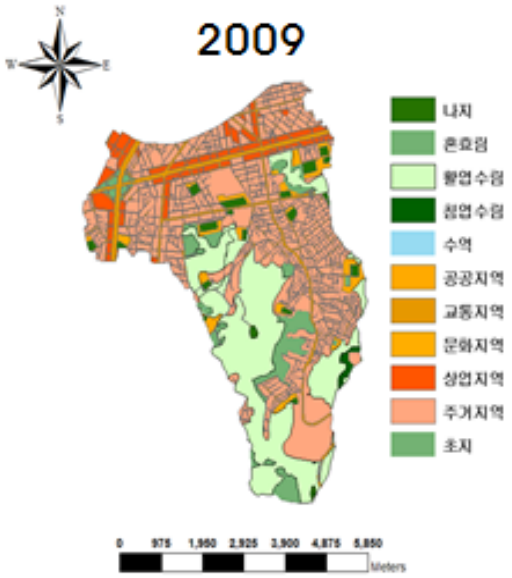


그림 2-3-38 연도에 따른 도림천 유역 토지피복 변화

하수도시설기준에 명시된 설계강우 빈도보다 실제 발생한 강우빈도가 더 높은 경우가 빈번히 발생하여 내수침수피해의 원인이 되고 있으므로 신도시개발이나 새로 조성되는 단지 계획시 다른 구간에 비해 관거 내 우수의 흐름이 원활하지 못한 구간에 지하간선저류지 설치를 통해 설계빈도 이상의 강우 발생시 관거 통수능 부족에 대한 대비책으로 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

다) 3차년도 연구수행 결과

3차년도 연구에서는 관거시설의 효율적인 배수개선의 방안을 제시하기 위하여 기본 맨홀과 십자형 인버트 적용 맨홀의 유향 및 와류 상태 등을 분석하여 와류 발생으로 인한 증가된 손실계수를 저감시킬 수 있는 형상의 인버트를 제시하였다. 수치모의와 더불어 수치모의 검증 및 배수개선 효과의 정량적 평가를 위하여 모형 실험을 실시하여 과부하 4방향 맨홀에서의 배수개선을 위한 인버트 형상을 검증하였다. 또한 우수관거 연계 저류시스템인 간선저류지의 정의 및 설치조건을 제시하고 시범유역에 간선저류지의 규모 및 위치변화에 따른 2차원 침수모의를 실시하여 간선저류지 설치로 인한 우수유출저감능력을 분석하였다.

(1) 우수관거 배수능력 향상을 위한 과부하 4방향 합류맨홀에서의 흐름 해석

(가) 문헌조사 및 시범유역의 맨홀 설치현황 조사

① 문헌조사

현재 우수관거 시설의 계획 및 설계 단계에서 수행되고 있는 관거 시설의 수리계산에는 맨홀에서 발생하는 수두손실을 감안하지 않고, 연결관 내에서의 마찰손실만을 감안하여 수행하고 있다. 그러나 연결관 내부와 맨홀의 내부는 여러 가지 수리학적 조건이 다르고 이로 인하여 수두손실이 발생하며 수두손실에 따른 관거의 배수능력이 저하되어 배수가 원활히 이루어지지 않게 되어 배수유역의 침수 피해 발생 및 가중이 된다.

맨홀내부의 손실계수를 산정하기 위하여 Sangster et al.(1958)은 맨홀 입·출구부에서의 흐름의 연속식과 운동량 보존식에서 맨홀 내부의 에너지 손실은 속도수두에 비례한다는 가정으로 맨홀의 손실계수를 산정하는 식 2-3-2을 제안하였고, 이후 Marselek(1984), Arao and Kusuda(1998) 등 많은 연구자들에 의하여 맨홀 내부의 손실계수 산정에 사용되었다.

또한, 4방향 합류맨홀의 접합부에서 손실계수를 산정하기 위하여 주연결관의 손실과 두 개의 측면 연결관의 손실계수를 이용하여 식 2-3-3, 식 2-3-4에 의해서 계산이 가능하다[Wang et al.(1988)]

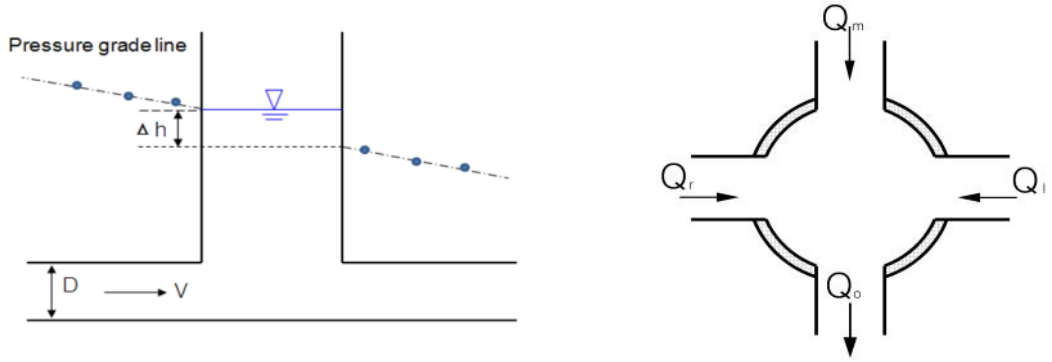


그림 2-3-39 손실계수 산정을 위한 모식도

맨홀부의 유입 · 유출에 대한 연속식과 운동량 보존식을 적용하면

$$\rho g\,(Q_m H_m + Q_r H_r + Q_l H_l) = \rho g\, Q_o (H_o + H_L) \qquad (2\text{-}3\text{-}2)$$

양변을 ρg값으로 나눠주고, 손실수두(H_L)항으로 정리하면, 식 2-3-3와 같다.

$$Q_m(\Delta H_m) + Q_r(\Delta H_r) + Q_l(\Delta H_l) = Q_o H_L \qquad (2\text{-}3\text{-}3)$$

양변을 Q_o으로 나누고, 속도수두로 양변을 나누면, 전체 손실계수는 식 2-3-4와 같다.

$$K = \frac{Q_m}{Q_o}K_m + \frac{Q_r}{Q_o}K_r + \frac{Q_l}{Q_o}K_l \qquad (2\text{-}3\text{-}4)$$

여기서, K는 맨홀의 손실계수, $K_m(=\dfrac{H_m - H_o}{V_o^2/2g})$은 주방향 관거의 손실계수, $K_r(=\dfrac{H_r - H_o}{V_o^2/2g})$은 우측 유입관거 손실계수, $K_l(=\dfrac{H_l - H_o}{V_o^2/2g})$은 좌측 유입관거 손실계수 값이다.

식 2-3-4을 간략하게 표현하기 위하여 유출 유량에 대한 각 유입관의 유량비를 각각 $q_m\,(=Q_m/Q_o)$, $q_r\,(=Q_r/Q_o)$, $q_l\,(=Q_l/Q_o)$이라 하면, 식 2-3-5과 같이 나타낼 수 있다.

$$K = q_m \cdot K_m + q_r \cdot K_r + q_l \cdot K_l$$

(2-3-5)

합류맨홀내 손실계수 산정에 관한 국외 연구는 표 2-3-26과 같이 현재까지 지속적으로 연구되고 있으나, 4방향 합류맨홀에서의 손실계수 산정에 관한 연구는 Wang et al.(1998)의 연구가 유일한 것으로 조사되었으므로 본 연구의 실험결과와 비교분석을 실시하였다.

표 2-3-26 합류맨홀의 손실계수 산정 연구

연구자	실험조건				산정 손실계수
	맨홀형상 (접합상태)	맨홀크기 (b×b, D) (mm)	연결관경 (D_{in}=D_{out}) (mm)	연결관경비 (b/D)	
Sangster et al. (1958)	Circular (90°)	-	76, 95 124, 145	1.0~2.1	1.3 <K <1.6
Sangster et al. (1959)	Square (합류)	152,159, 178,254	76, 95, 121, 145	1.05~2.53	0.2 <K <2.3
Sangster et al. (1959)	Circular (합류)	175,251	76, 95, 121, 145	1.05~2.53	0.3 <K <2.1
松本良一(1984)	Circular (90°)	180,200 300	150, 165 200, 220	1.2~1.5	K=1.26(Du/Dd=1.00) K=1.19(Du/Dd=0.91)
松本良一(1984)	Square (90°)	205,215 235,245	150, 165 200, 220	1.11~1.37	K=1.53(Du/Dd=1.00) K=1.20(Du/Dd=0.91)
Lindvall (1984)	Square (90° , 합류)	144	85, 53, 55, 47, 40, 35	1.7, 2.1, 2.6, 3.1, 3.6, 4.1	0.08 <K <1.18
Marsarek (1988)	Circular (90°)	344	152, 75	2.3 4.6	K=1.80 K=1.87
Marsalek (1988)	Square (90°)	344×344	152, 75	2.3 4.6	K=1.73 K=1.52
Christodoulou (1991)	Circular	500	190	2.6	K= $0.2+0.30((gh/V)^{0.5})^{2.25}$
Wang et al. (1998)	Circular	203	50, 76, 101	2.00, 2.67, 4.00	손실계수 Contour Map
Arao and Kusuda(1999)	Circular (90°)	180	50	3.6	1.2 <K <1.8
Chanwit and Ian (2005)	Circular (90°)	388	88	4.9	K = 1.97
Zahoet al. (2006)	Rectangular	304×456	152	2.0	0.2 <K <3.0

② 현황 조사

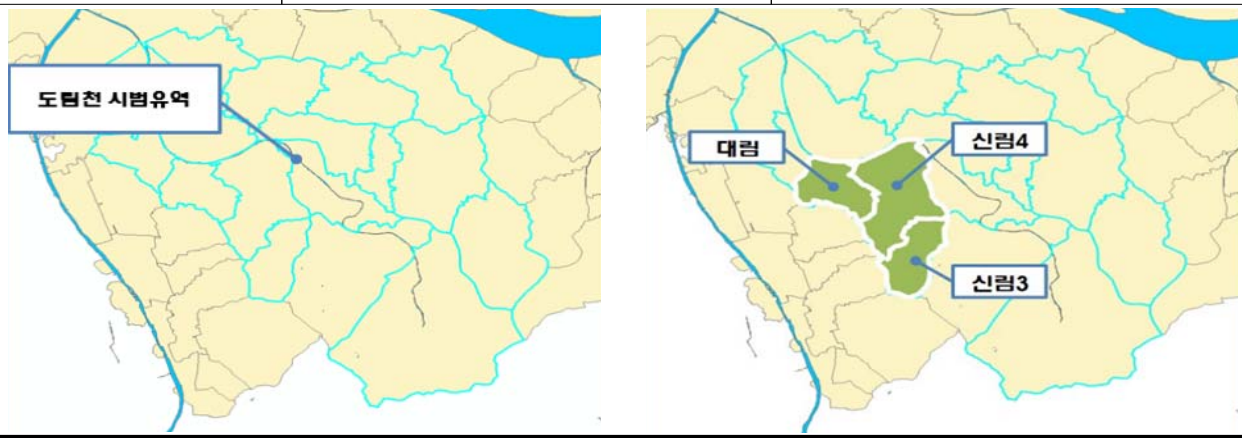
본 연구의 실험조건 선정 및 4방향 합류맨홀의 설치현황을 면밀히 조사하기 위하여 서울시의 GIS Data 자료를 이용하여 시범유역인 도림천 유역의 맨홀 설치현황을 분석하였다. 도림천 유역내 관거 및 맨홀 현황 조사결과, 관거 연장은 총 930.06km, 맨홀은 19,232개소로 맨홀간 평균 설치 연장은 약 40m이였고, 배재방식은 합류식 관거가 99%이였으며 관규모는 관경 450 mm, 600 mm가 대부분으로 평균 관경은 490mm이였으며 평균 관경사는 약 4%, 맨홀내 인버트(invert)는 약 15% 설치되어 있었다. 또한 전체

19,232개소 중 약 70%인 13,221개소가 접속관이 2개인 중간맨홀로 가장 많았고, 접속관이 3개인 T형 맨홀이 약 25%인 4,847개소, 본 연구대상인 접속관이 4개인 4방향 맨홀은 1,101개소로 전체 5.7%로 구성되었으며 접속관 5개 이상 다방향 맨홀은 0.3%인 63개소가 각각 설치되어 있었다.

시범유역인 대림, 신림3, 신림4분구의 관거 및 맨홀에 대한 조사결과, 관거 연장은 총 84.09km, 맨홀은 1,664개소로 맨홀간 평균 설치 연장은 약 50m 이였고, 배재방식은 합류식 관거가 99%이였으며 관규모는 관경 450 mm가 대부분으로 평균 관경은 464mm이였으며 평균 관경사는 약 4.4%, 맨홀내 인버트(invert)는 약 10% 설치되어 있었다. 또한 맨홀 설치 현황은 전체 1,664개소 중 접속관 2개의 중간맨홀이 1,100개소(약 66%), 접속관 3개의 T형 맨홀은 387개소(약 23%), 본 연구대상인 접속관 4개의 4방향 맨홀은 174개소로 전체 약 10%를 차지하였고, 접속관 5개 이상 다방향 맨홀은 3개소(0.2%) 뿐이였다(표 2-3-27~표 2-3-28).

표 2-3-27 도림천 유역 및 시범유역 관거 현황

구 분	도림천 유역	시범유역(대림, 신림 3, 4분구)
연 장	• 총연장 930.06km • 맨홀간 평균 연장 약 40 m	• 총연장 84.09km • 맨홀간 평균 연장 약 50 m
배재방식	• 합류식 관거 921.72km • 분류식 관거 8.34km	• 합류식 관거 83.36km • 분류식 관거 0.73km
관경 규모	• 450, 600 mm 관경 다수 이용 • 평균 관경 약 490 mm	• 450 mm 관경 다수 이용 • 평균 관경 약 464 mm
경 사	• 평균경사 약 4%	• 평균경사 약 4.4%



일반적으로 설치된 맨홀과 연결관경에 따라서 맨홀내 흐름 특성이 상이하므로 4방향 합류맨홀에 접속된 연결관거의 크기는 4방향 합류 맨홀의 흐름특성을 분석하는데 매우 중요한 요소이다. 그러나 서울시의 GIS Data 자료에는 4방향 합류 맨홀의 설치지점 및 접합관경 규모만 수록되어 있을 뿐 맨홀의 재원은 수록되어 있지 않았다. 따라서 GIS Data 자료 및 하수관망도를 활용하여 4방향 합류맨홀과 접합된 접합관의 재원을 모두 확인하여 하수도 시설기준에 준하여 맨홀 크기를 선정하여 표 2-3-29에 수록하였다. 조사결과 설치된 4방향 합류맨홀은 약 10% 이였으며, 설치된 4방향 합류맨홀은 주로 2

호 맨홀이고 접속관은 450 ㎜관이거나 600 ㎜-450 ㎜의 접속관이였다.

표 2-3-28 도림천 유역 및 시범유역 맨홀 현황

구 분		도림천 유역	시범유역 (대림, 신림 3,4 배수분구)
유역 내 맨홀 개소		• 19,232 개소	• 1,664 개소
접속관수	접속관 2개 (중간맨홀)	• 13,221 개소 (68.7%)	• 1,100 개소 (66.1%)
	접속관 3개 (T형 맨홀)	• 4,847 개소 (25.2%)	• 387 개소 (23.3%)
	접속관 4개 (4방향 맨홀)	• 1,101 개소 (5.7%)	• 174 개소 (10.5%)
	접속관 5개 이상 (다방향 맨홀)	• 63 개소 (0.3%)	• 3 개소 (0.2%)
	합 계	• 19,232 개소 (100.0%)	• 1,664 개소 (100.0%)
맨홀내 invert 유무		• 설치 15% • 미설치 85%	• 설치 10% • 미설치 90%

표 2-3-29 시범유역내 4방향 맨홀-접속관 현황

관경별 구성비			맨홀별 구성비		
크기 (㎜)	개소	구성비	크기	개소	구성비
300-300	2	1%	1호 맨홀 (900㎜)	2	1%
450-200	8	5%	2호 맨홀 (1,200㎜)	136	78%
450-450	54	31%			
600-300	2	1%			
600-400	2	1%			
600-450	58	33%			
600-600	12	7%			
700-450	1	1%	3호 맨홀 (1,500㎜)	36	21%
700-600	1	1%			
800-450	10	6%			
800-600	1	1%			
900-450	12	7%			
900-600	2	1%			
1,000-450	7	4%			
1,200-450	1	1%			
2,000-800	1	1%			
합 계	174	100%	합 계	174	100%

(나) 4방향 합류맨홀에서의 흐름 특성 분석

① 실험조건 선정

수리 실험 장치의 제작과 실험조건의 선정을 위하여 시범유역내 관거 및 맨홀에 대한 기준 조사와 현장조사를 실시한 전절의 조사결과를 활용하였다. 일반적으로 맨홀 설치는 현장에서 직접 맨홀을 제작하여 시공하거나 제작된 기성품을 사용하여 시공하고 있으며, 기본적으로 하수도시설기준에 제시된 구조표준도에 의하여 제작된다. 대부분 소규모로 구성된 우·하수 관거가 설치되는 우리나라에서는 일반적으로 표준 1호 맨홀 및 특 1호 맨홀이 주로 사용된다.

현장조사결과 표준 1호 맨홀로 제작되는 기성품은 하수도 시설기준상의 구조표준도와 유사한 형태였으나, 특 1호 맨홀의 경우에는 하수도 시설기준상에 제시되어있는 내부치수 600×900㎜의 직사각형 형태보다 일반적으로 900×900㎜의 정사각형 형태로 제작 및 시공되고 있다.

현장조사 결과 및 하수도 시설기준에서 제시된 통해 표준 1호 맨홀(Φ900㎜) 및 특 1호 맨홀(900㎜*900㎜)의 접속관은 Φ300㎜이다. 또한 시범유역 내 맨홀 현황 조사 결과 관경 대비 맨홀크기의 비(맨홀크기/관경)가 일반적으로 2.0~3.0인 것으로 전절에서 조사되었으며, 관경 대비 맨홀크기의 비가 증가할수록 내부 모서리 부분의 사수역이 증가하여 배수능력이 저하된다는 국내·외 연구결과를 반영하여 맨홀크기/관경이 3.0인 맨홀의 크기를 실험 조건으로 선정하였다. 그러므로 금회 실험 조건인 과부하 상태(유입관내 흐름이 만관으로 형성되어 개수로의 형태가 아니라 관수로의 형태로 흐르는 흐름)가 용이한 관경이므로 이를 1/5의 축척으로 맨홀크기(Φ180㎜, 180㎜*180㎜) 및 연결관 관경(Φ60㎜) 모형을 제작하였다.

유량조건은 하수도시설기준상에 관내 부유물의 퇴적으로 인한 배수능력 저하 및 과대한 소류력은 관거의 손상 영향을 고려하여 관내 유속을 평균 약 1.0m/s를 권고하고 있으므로 관내 1m/s의 평균유속을 유하하는 유량을 실험유량으로 선정하였다. 선정된 실험유량을 모형비로 환산한 실험유량은 4방향 합류맨홀로 접합되는 각 유입관으로부터 각각 1.0ℓ/s로 계산되었으며, 유출관에서의 유출 유량은 3.0ℓ/s로 선정하다. 유입유량 변화에 따른 맨홀 내 손실의 영향관계를 알아보기 위하여 기준 유출유량인 3.0ℓ/s보다 1.0ℓ/s가 적은 2.0ℓ/s의 유출 유량과 1.0ℓ/s가 많은 4.0ℓ/s의 유출 유량 조건 및 맨홀부에서 월류가 발생하는 조건인 4.8ℓ/s의 유출 유량 조건을 실험유량으로 추가적으로 선정하였다.

합류맨홀의 흐름 특성은 측면 유입 유량 변화에 따라서 주 흐름관거와 측면흐름 관거에서 유입되는 유입량에 의해 4방향 합류맨홀에서의 횡방향과 종방향 와류의 크기변화, 흐름 합류에 따른 유향의 변화 및 맨홀 내 수심의 변화에 따른 과부하 상태의 변화에 의해서 4방향 합류맨홀에서의 손실계수가 다양하게 변하므로 측면 유입 유량의 변화에 대한 흐름 특성 분석이 필요하다. 따라서 유출 유량 대비 측면 유입량의 비(측면 유입 유량/총 유출 유량)를 0.0 ~ 1.0으로 변경하며 흐름 특성을 분석하기 위한 실험조건을 선정하였다(표 2-3-30).

표 2-3-30 실험 조건

맨홀형상	맨홀크기		연결관 관경		유량		측면유량비	축척비
	원형	모형	원형	모형	원형	모형		
원형	Φ900㎜	Φ180㎜	300㎜	60㎜	112ℓ/s ~ 268ℓ/s	2.0ℓ/s ~ 4.8ℓ/s	0.0, 0.25, 0.5, 0.66, 0.75, 1.0	1/5
사각형	900㎜*900㎜	180㎜*180㎜						

② 실험모형 제작

수리 실험 모형에서의 연결관거의 총 길이는 약 30m이며, 고수조, 정류용 수조, 아크릴관로, 아크릴 맨홀, 차집통 및 액주계로 구성하였다. 또한, 관거 내의 압력수두의 변화를 측정하기 위하여 연결 관거에 0.5m간격으로 Piezometer를 설치하였으며, 맨홀 입구 및 출구부에서의 정확한 수두를 측정하기 위하여 맨홀 전·후에 0.1m간격으로 Piezometer를 설치하였다.

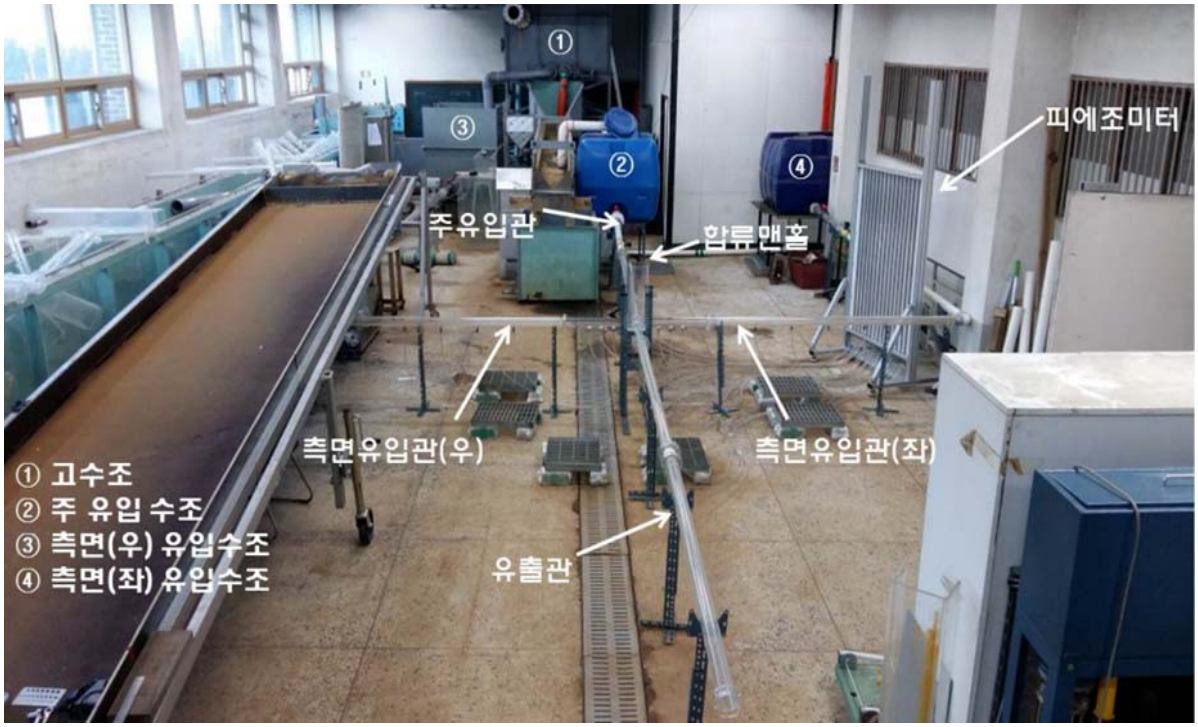


그림 2-3-40 4방향 합류 맨홀 실험수로 전경

실험유량의 원활한 공급을 위하여 지하 저수조로부터 물을 고수조로 양정하여 일정수위를 유지하도록 하였으며, 고수조로 양정된 물은 한 개의 주 유입 정류수조와 두 개의 측면 유입 정류수조로 이동하며, 각 유입 수조의 유출부에 밸브를 설치하여 관거 내 유입유량을 조절하였으며, 유입되는 유량을 정확하게 측정하기 위하여 유입관의 시점부에 유량계를 설치하여 유입유량을 측정하였다(그림 2-3-40~그림 2-3-41).

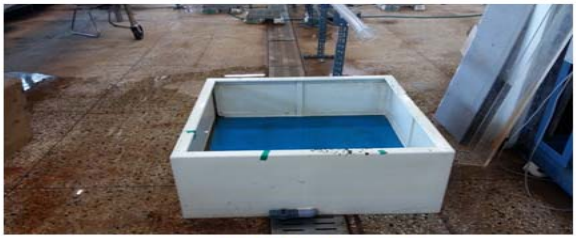


피에조미터





유량계



유량 차집통

그림 2-3-41 4방향 합류 맨홀 실험의 수리량 측정 장비

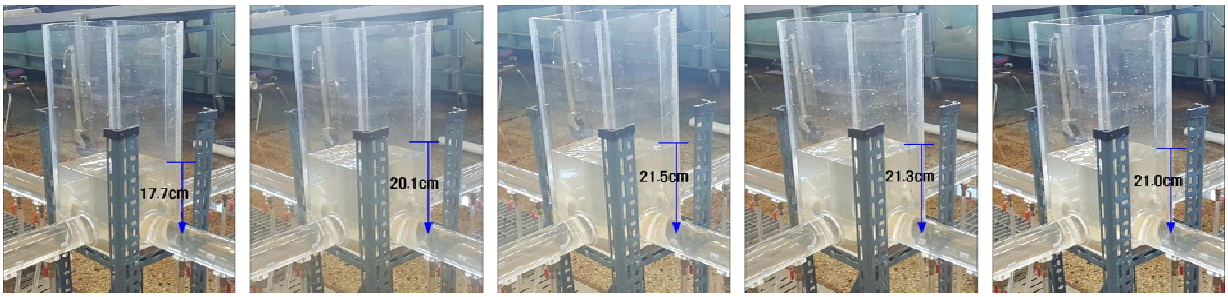


그림 2-3-42 4방향 합류 맨홀의 수리량 측정 전경

③ 실험결과

주관거와 측면유입 관거에서의 유입유량의 변화에 따른 과부하 4방향 합류맨홀 손실계수를 산정하기 위하여 수리 실험을 실시하였다. 유입유량 변화에 따른 과부하 사각형 맨홀의 에너지 손실을 산정하기 위하여 실험수로의 주유입관과 유출관에서의 압력 수두를 지점별로 측정하여 맨홀부에서 발생하는 수두 손실 값을 측정하였다. 또한, 측면 유입관과 유출관에서 측정된 압력수두의 값을 측정하여 측면관의 유입에 따른 수두 손실 값도 측정하였다. 측정된 수두 손실 값은 4방향 합류맨홀에서의 손실계수를 산정에 활용하였다.

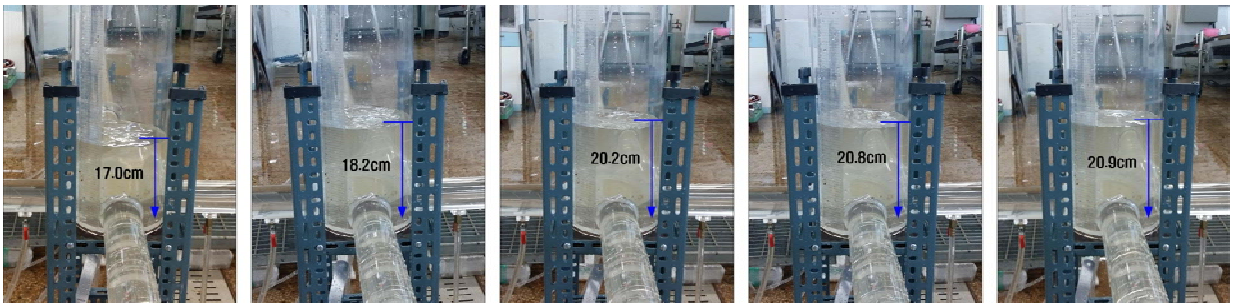
측면유입유량($Q_{-Lat} = Q_l + Q_r$)과 유출유량(Q_{-out})의 비(Q_{-Lat}/Q_{-out}) 변화에 따라 사각형 맨홀 및 원형 맨홀에서의 수심은 측면 유입 유량비 증가에 따라 증가하는 경향을 보였다.(그림 2-3-43~그림 2-3-44). 이는 동일크기 유입관과 유출관이 접합되는 합류맨홀에서 측면유량이 증가함에 따라 흐름에 상호 간섭이 증가되어 와류 등의 발생으로 배수능력은 감소됨을 알 수 있다. 측정된 손실수두 값과 유입유량 및 유출유량으로부터 계산된 관 평균유속을 식 2-3-5에 적용하여 4방향 합류맨홀의 손실계수를 계산하였다.



0.25 0.5 0.66 0.75 1.0

측면 유량비(Q_{-Lat}/Q_{-out})

그림 2-3-43 측면 유입량 변화에 따른 맨홀내 수심 변화(사각형 맨홀, 3ℓ/sec)

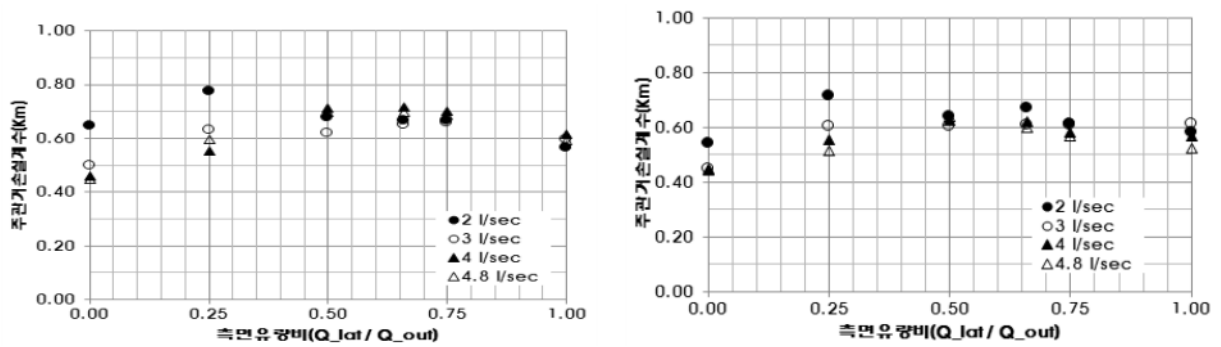


0.25 0.5 0.66 0.75 1.0

측면 유량비(Q_{-Lat}/Q_{-out})

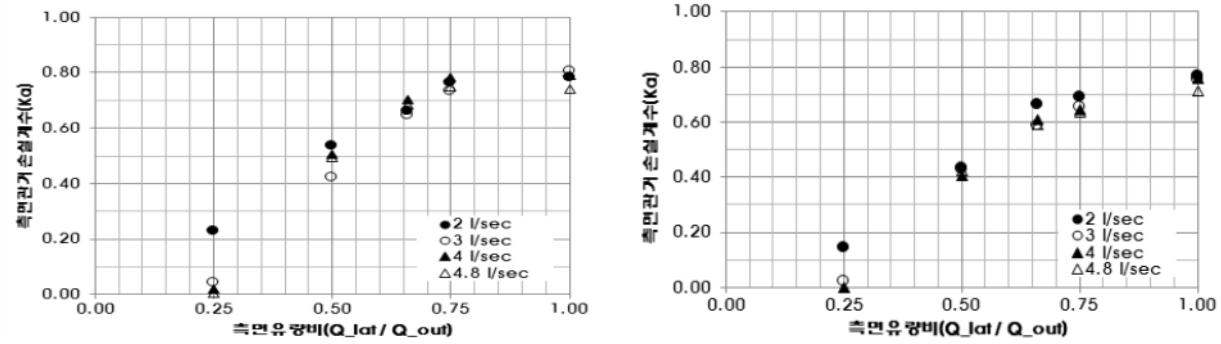
그림 2-3-44 측면 유입량 변화에 따른 맨홀내 수심 변화(원형 맨홀, 3ℓ/sec)

측면 유량비 변화에 따른 주관거에서의 손실계수와 측면관거의 손실계수에 대해 사각형 맨홀과 원형 맨홀에서의 변화추이를 그림 2-3-45와 그림 2-3-46에 나타내었다. 그림 2-3-45는 주유입관거와 유출관 사이의 수두손실에 따른 주 관거에서의 손실계수를 측면유량비의 변화에 따라 평균적으로 0.6정도가 되는 것을 나타내고 있으므로 주관거 흐름에서의 에너지손실은 측면유량비의 변화에 큰 영향을 받지 않는 것으로 판단된다. 그림 2-3-46에서 측면관거와 유출관의 수두손실에 따른 측면관거에서의 손실계수는 측면 유입유량이 증가함에 따라서 급격하게 증가하는 것으로 나타났으며, 유입유량이 0인 경우를 제외한 손실계수 값은 0.0~0.8의 범위를 나타내고 있다. 이는 4방향 합류맨홀에서의 에너지손실은 측면 유입량의 증가하면서 맨홀내 횡방향 와의 크기가 커짐에 따라 맨홀의 모서리 부분에서 사수역을 발생시키며, 두 측면관의 유입에 의한 흐름 충돌의 영향으로 유출관 부근에서도 역방향흐름과 같은 에너지 손실이 발생시켜 4방향 합류맨홀에서의 손실계수를 증가시키는 것으로 판단된다.



사각형 맨홀 원형 맨홀

그림 2-3-45 기본(무인버트) 맨홀의 측면 유입량 변화에 따른 주관거 손실계수 결과

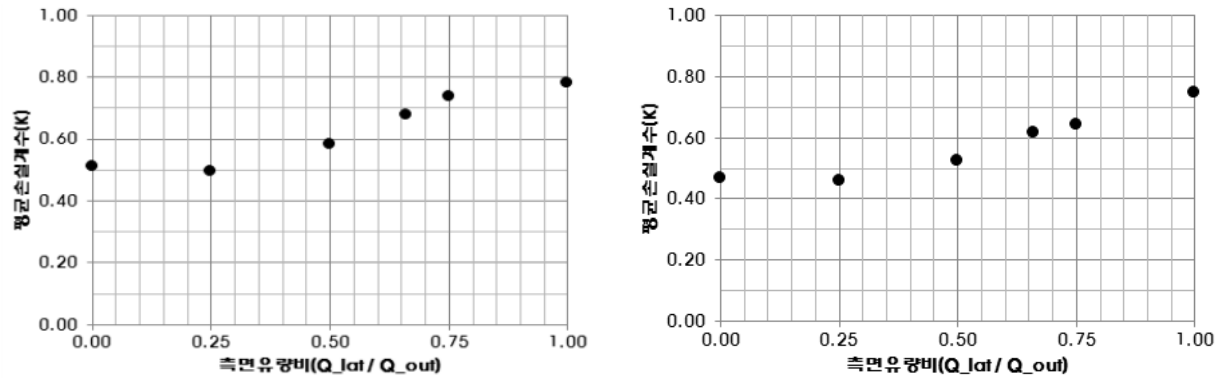


사각형 맨홀 원형 맨홀

그림 2-3-46 기본(무인버트) 맨홀의 측면 유입량 변화에 따른 측면관거 손실계수 결과

4방향 합류맨홀의 평균손실계수를 식 2-3-5으로 계산한 결과를 그림 2-3-47에 도시하였다. 그림 2-3-47은 측면유량비 증가에 따른 평균손실계수의 변화를 나타낸다. 그림 2-3-47에서 측방유량비가 0.5 이하에서는 거의 일정한 값을 나타내고 0.5 이상에서는 급격히 증가하고 있다. 이는 측방유량비 0.5 이하에서는 주관거 흐름의 영향을 받다가 0.5 이상에서는 측면관거 흐름의 영향이 커짐에 따라 손실계수가 증가하는 것으로 판단된다.

또한 4방향 합류맨홀에서의 평균손실계수의 변화는 유입유량이 (2.0ℓ/s ~ 4.8ℓ/s)로 변화하는 유입유량의 증가에 따라서 거의 유사한 평균손실계수 값을 나타내고 있다. 이는 과부하 4방향 합류맨홀에서의 평균손실계수는 유입유량의 변화(증가, 감소)에 따른 영향이 미미한 것으로 판단된다. 이와 같은 손실계수 산정시 유입유량의 변화에 따른 맨홀 내 에너지 손실의 영향에 대하여 보다 면밀한 분석이 필요하다. 따라서 과부하 4방향 합류맨홀에서 유입유량 규모가 손실계수에 미치는 영향을 분석하고, 레이놀즈수 변화에 따른 손실계수 값을 산정한 결과, 레이놀즈수에 관계없이 맨홀 평균손실계수가 일정한 것으로 나타났다. 이는 4방향 합류맨홀에서 발생하는 손실이 유입유량의 변화보다는 주관거와 측면관거의 유량 변화 조건의 영향을 더 크게 받는 것으로 판단된다.



사각형 맨홀 원형 맨홀

그림 2-3-47 기본(무인버트) 맨홀의 측면 유입량 변화에 따른 맨홀 평균손실계수 산정값

본 연구에서 실측한 4방향 합류맨홀에서의 평균손실계수의 적정성을 판단하기 위하여 본 연구의 실험조건과 비교적 유사한 실험연구를 실시한 Wang(1998)의 실험결과와 비교하였다. 비교결과, 본 연구와 국외 연구의 Wang(1998)이 제시한 4방형 합류맨홀에서의 손실계수 산정식을 이용하여 산정된 손실계수와 비교 결과 다소 차이를 보이는 것으로 나타났으므로 국내 조건에 맞는 손실계수 산정식의 제시가 필요할 것으로 판단된다(그림 2-3-48).

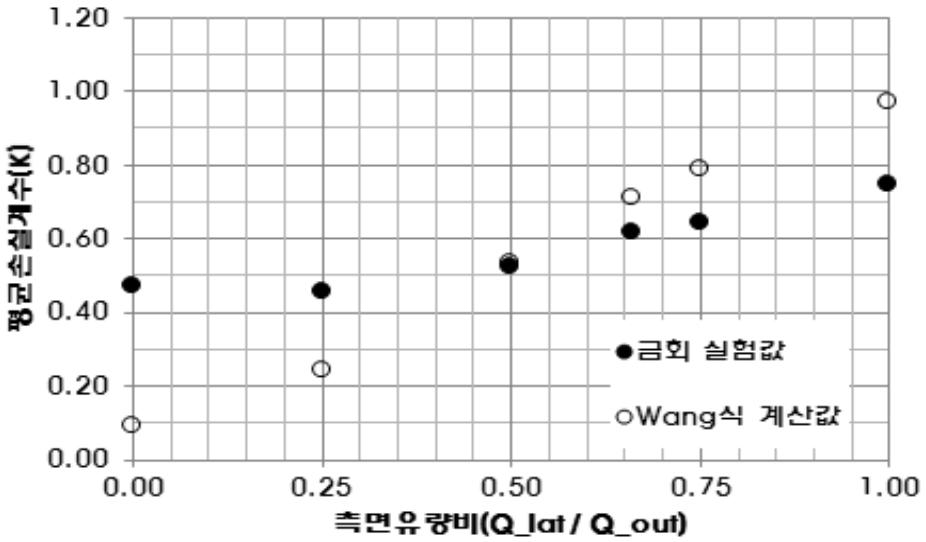


그림 2-3-48 기본(무인버트) 맨홀에서 Wang식과의 손실계수 비교(원형맨홀)

(다) 4방향 합류맨홀에서의 에너지 손실 저감 방안 도출

① 십자형 인버트에서의 손실계수 산정

일반적으로 맨홀에서의 흐름 및 배수능력을 개선하기 위하여 하수도시설기준(2011, 환경부)에서는 맨홀 바닥에 인버트를 설치하도록 하고 있다. 이러한 인버트 시설에 대해서는 하수도 시설기준의 2.7.1 맨홀 절에서 우수맨홀의 경우 '저부는 하수의 원활한 유하를 도모하기 위해 관거의 접합이나 합류의 상황에 따라 인버트(invert)를 설치한다' 고 명시되었고, 2.7.2 맨홀부속물 절에서는 인버트의 설치에 대한 사항(① 인버트는 하류관거의 관경 및 경사와 동일하게 한다. ② 인버트의 발디딤부는 10~20%의 횡단

경사를 둔다. ③ 인버트의 폭은 하류측 폭을 상류까지 같은 넓이로 연장한다. ④ 상류관과 인버트 저부는 3~10 ㎝ 정도의 단차를 두는 것이 바람직하다)이 명시되어 있을 뿐 구체적인 형상, 규모, 적용 위치 등이 제시되어 있지 않은 실정이다. 또한 4방향 합류맨홀에서 배수능력을 증대하기 위한 인버트 설치 기준이나 인버트 형상의 제시도 전무한 실정이다. 미국의 경우 FHWA(2005)에서는 중간맨홀에 대한 인버트 규격 및 형상을 제시하고 있으며, 국외의 맨홀 시공 시에 4방향 합류맨홀의 제품 규격서에는 십자형 인버트 형상을 제시하고 있을 뿐 구체적인 규격이나 규모에 대한 사항은 제시되고 있지 않을 실정이다. 또한 실험을 통한 에너지 저감능력에 대한 분석은 전무한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 국외에서 제시하고 있는 십자형 인버트를 그림 2-3-49과 같이 연결관의 절반 크기로 만든 반원형 인버트와 연결관의 크기와 동일한 크기로 만든 U자형 인버트를 제작하여 4방향 합류맨홀에 설치하고, 수리실험을 실시하여 4방향 합류맨홀에서의 에너지 손실의 영향관계를 분석하였다.

수리실험을 수행하기 위하여 국외에서 사용되고 있는 인버트 형상을 본 연구의 실험모형에 적용하여 유입관 및 맨홀 모형과 동일한 재료인 아크릴로 제작하였고, 제작된 인버트 모형의 제원 및 맨홀 모형에 설치 형태는 그림 2-3-49~그림 2-3-50와 같다. 실험 조건으로는 원형과 사각형 맨홀에 대해 반원형 인버트와 U형 인버트를 각각 적용하였고, 측방유량비를 0.0~1.0까지 6가지 조건(0.0, 0.25, 0.50, 0.66, 0.75, 1.0)으로 점점 증가시키며 그 때마다 맨홀의 수심, 유입유량, 피에조미터의 압력수두 값을 관측하여 손실계수를 측정하여 인버트가 설치되지 않은 기본 4방향 합류맨홀과 비교하였다.

인버트가 설치되지 않은 기본 4방향 합류맨홀과의 비교를 위하여 표 2-3-31의 실험조건과 동일한 조건에서 수리실험을 실시하였으며, 측면관거 유입량의 변화에 따른 맨홀 내 수심 변화를 측정하여 비교하였다. 비교 결과 맨홀 내 수심은 전반적으로 약 10% 정도 상승하는 것으로 나타났다. 이는 미국에서 제시되고 있는 십자형 인버트를 설치할 경우 4방향 합류맨홀에서의 배수능력이 오히려 감소하는 것으로 나타났다.

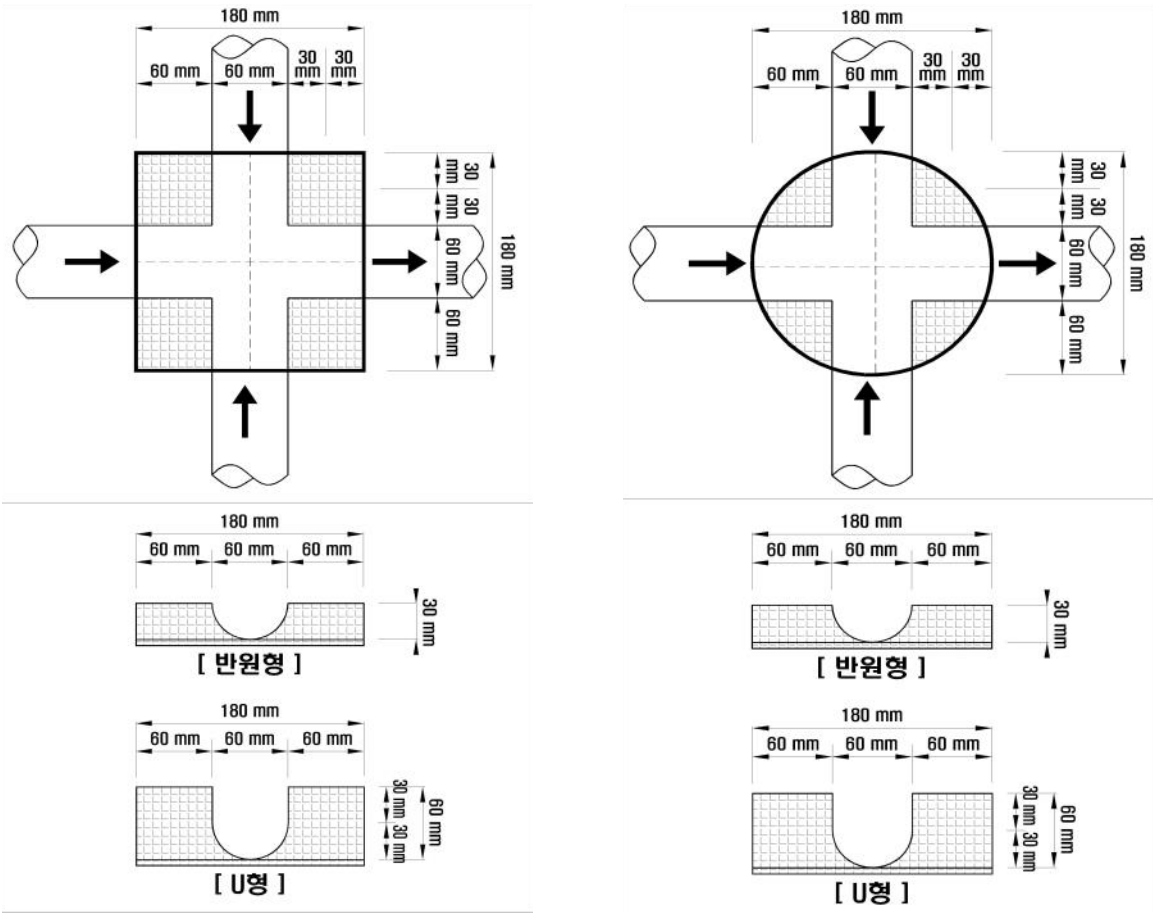


그림 2-3-49 기존 인버트 모형의 제원 모식도

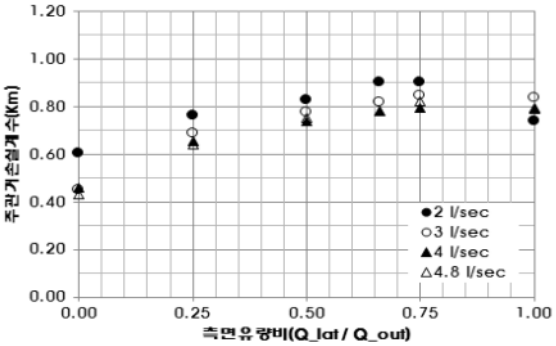


그림 2-3-50 기존 인버트 모형의 설치 사진

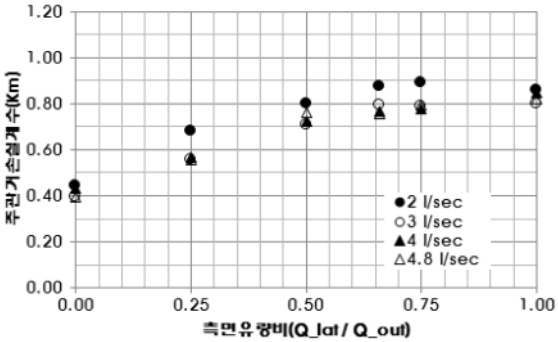
표 2-3-31 십자형 인버트(반원형, U형) 설치에 따른 맨홀내 수심 변화

유량 (ℓ/sec)	측면 유량비	사각형 맨홀 수심 (cm)			원형 맨홀 수심 (cm)			비고
		무 인버트	반원형 인버트	U형 인버트	무 인버트	반원형 인버트	U형 인버트	
2.0	0.00	9.4	9.1	9.3	8.1	7.7	7.9	
	0.25	11.2	11.5	11.4	10.5	9.8	9.7	
	0.50	11.2	12.4	12.3	10.8	10.7	11.0	
	0.66	11.3	12.8	12.9	10.9	11.7	11.3	
	0.75	11.7	13.3	13.2	11.4	12.1	11.2	
	1.00	11.5	13.1	13.4	11.5	12.4	11.8	
3.0	0.00	14.2	14.7	14.8	13.2	13.0	12.6	
	0.25	17.7	18.6	18.6	17.0	16.6	16.8	
	0.50	20.1	21.3	21.7	18.2	19.4	19.5	
	0.66	21.5	22.4	23.1	20.2	21.1	20.9	
	0.75	21.3	22.6	23.8	20.8	21.8	21.5	
	1.00	21.0	23.3	23.2	20.9	22.1	21.7	
4.0	0.00	22.3	22.8	22.9	21.8	21.1	20.2	
	0.25	28.2	29.2	30.2	27.1	27.1	27.5	
	0.50	33.3	34.3	34.6	31.5	32.6	33.0	
	0.66	35.1	36.8	37.3	34.3	34.8	34.4	
	0.75	35.8	36.1	37.1	34.2	35.6	34.8	
	1.00	34.6	37.3	37.8	34.4	35.7	35.3	
4.8	0.00	25.7	26.3	26.3	24.9	24.5	24.8	
	0.25	38.6	40.6	40.8	38.5	38.8	39.0	
	0.50	46.6	48.0	48.6	44.3	46.7	45.5	
	0.66	49.0	49.3	49.5	47.8	48.1	48.6	
	0.75	49.3	49.8	49.3	48.1	48.8	49.0	
	1.00	46.5	49.3	49.2	46.1	49.1	49.1	

측면유량비 변화에 따른 주관거와 측면관거의 손실계수 변화를 계산하여 그림 2-3-51~그림 2-3-54에 반원형 인버트와 U형 인버트로 구분하여 각각 도시하였다. 도시된 결과 각 손실계수의 변화를 그림 2-3-45와 그림 2-3-46의 인버트가 설치되지 않은 4방향 합류맨홀의 손실계수와 비교하면, 주 관거에서 발생되는 손실계수가 전반적으로 약 21% 증가하여 주관거 흐름에서의 에너지 손실이 전반적으로 증가하는 것으로 나타났으며, 측면 관거에서의 손실계수는 전반적으로 약 39% 증가하여 주관거에서와 동일하게 에너지 손실이 증가하는 것으로 나타났다. 이는 십자형 인버트는 각 관거에서의 유입되는 흐름 양상이 맨홀 중앙부에서 흐름의 간섭을 발생시켜 맨홀 내의 정체를 가중시켜 4방향 합류맨홀에서의 에너지 손실을 오히려 증대시킴으로써 배수능력을 저하시키는 것으로 판단된다.

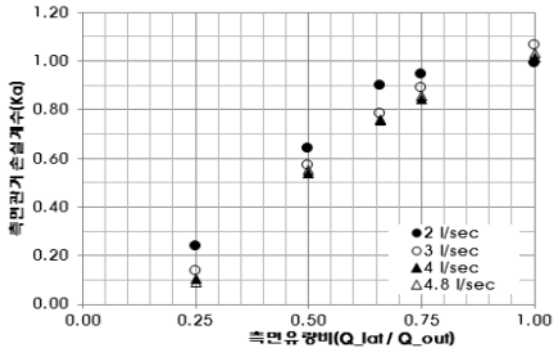


【사각형 맨홀】

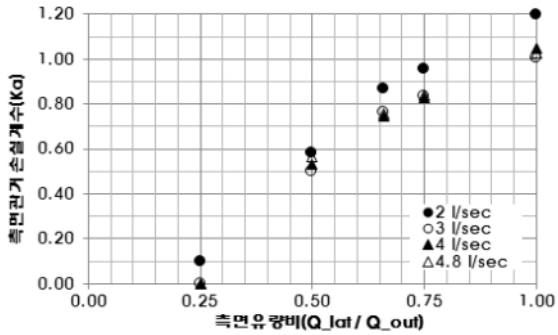


【원형 맨홀】

그림 2-3-51 기존 반원형 인버트 적용후 주관거 손실계수 산정값

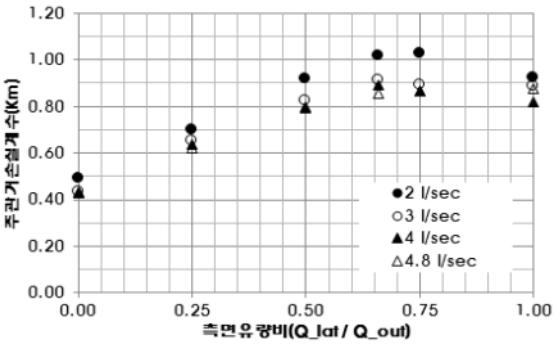


【사각형 맨홀】

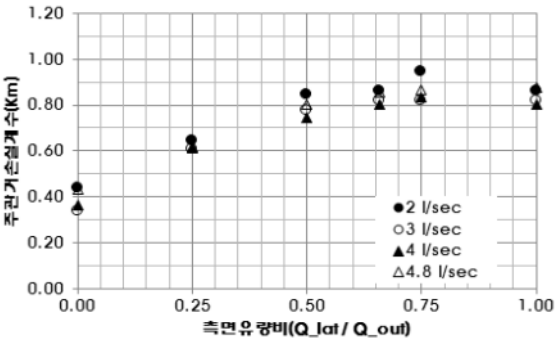


【원형 맨홀】

그림 2-3-52 기존 반원형 인버트 적용후 측면관거 손실계수 산정값

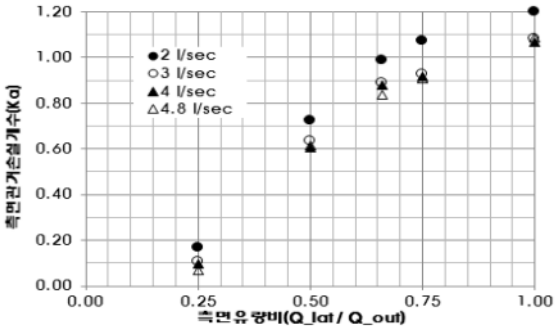


【사각형 맨홀】

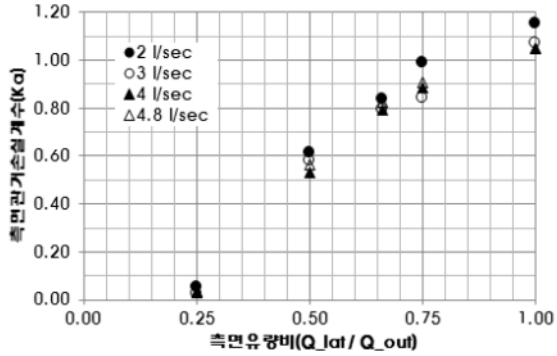


【원형 맨홀】

그림 2-3-53 기존 U형 인버트 적용후 주관거 손실계수 산정값



【사각형 맨홀】

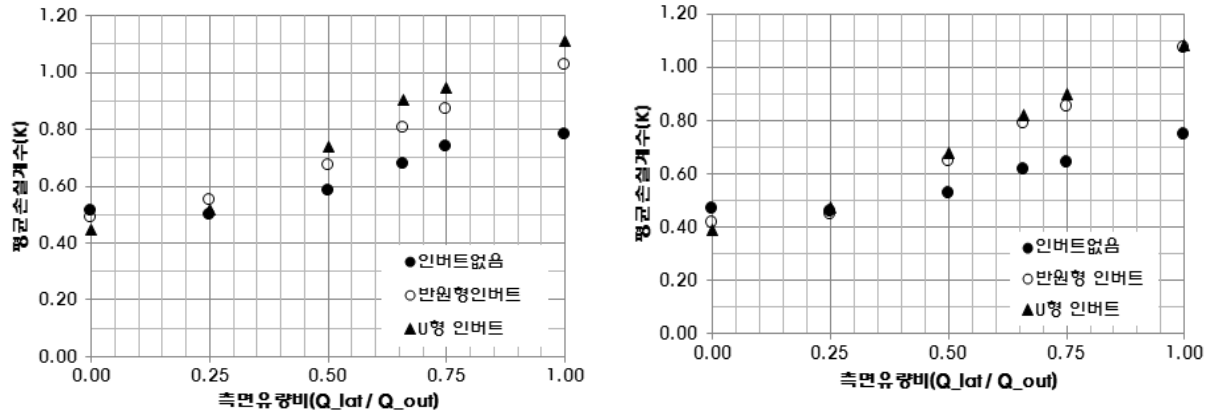


【원형 맨홀】

그림 2-3-54 기존 U형 인버트 적용후 측면관거 손실계수 산정값

십자형 인버트를 설치한 경우의 4방향 합류맨홀에서의 평균 손실계수를 산정하여 인버트가 설치되지 않은 기본 4방향 합류맨홀에서 산정된 손실계수와 비교하였다(그림 2-3-55). 맨홀에서 평균 손실계수는 유량 변화에 따라 증가하는 일반적인 경향은 인버트 종류 및 설치 유무에 관계없이 모든 경우에서 동일하게 나타나고 있으며, 측면 유량비가 증가함에 따라 손실계수가 증가하는 경향을 보인다.

그러나 일반적으로 맨홀내 손실 저감 및 배수능력 증대를 위하여 설치되는 기존 형태의 인버트(반원형, U형)를 설치하면, 사각형 맨홀 및 원형 맨홀 모두에서 손실계수가 약 21% 증가되는 것으로 나타났다. 이는 주 관거에서 유입되는 유량이 클 경우에는 십자형 교차점에서의 흐름 간섭이 적게 발생되고 있으나, 주관거 유입량 보다 측면관거의 유입량이 증가할 경우에는 각 측면관거에서 유입되는 유입흐름이 십자형 인버트 교차점에서 충돌하여 흐름의 간섭이 크게 발생하기 때문이라고 판단된다. 따라서 수직으로 직교하는 십자형 인버트는 과부하 상태의 맨홀 흐름에서는 기존 맨홀의 배수능력 향상에 도움이 되지 않는 것으로 분석되었으므로 십자형 인버트의 설치는 지양하여야 할 것으로 판단된다.



【사각형 맨홀】 【원형 맨홀】

그림 2-3-55 기존 인버트(반원형, U형) 적용후 맨홀 평균 손실계수 비교

② 4방향 합류맨홀의 인버트 개선 형상 도출을 위한 수치모의

전절의 수리모형 실험에서 알 수 있듯이 미국에서 기존에 제시된 십자형 인버트는 맨홀에 설치시 배수 능력을 오히려 저감시키는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 맨홀내 흐름유도 시설인 인버트를 대상으로 수치모의 모형을 통해 다양한 형상의 인버트를 수치모의 하였고, 이를 기존 관거 시스템 축척과 같은 1/5축척으로 모형을 제작하여 실험을 통해 검증하는 과정으로 수행하였다. 본 연구의 과부하 맨홀은 물과 공기의 다상유동이 존재하고 관로 및 맨홀에서 상당한 난류 흐름이 발생한다. 따라서 이들 특성을 반영하여 수치모의가 가능하고 유체역학 및 열전달, 화학반응 등의 동수역학 모델링을 위한 GUI(Graphical User Interface) 환경의 3차원 유한체적 수치모형인 'FLUENT 6.3모형' 을 이용하였으며, 이를 통해 여러 형태의 맨홀, 인버트 및 유량 변화에 따른 흐름특성 분석을 통해 수리 실험 모형의 물리적, 시간적 한계를 극복할 수 있다고 판단되어 본 연구에 적용하였다.

FLUENT 6.3모형은 Fluent사에 의해 개발된 모형으로 유체역학 및 열전달, 화학반응 등의 동수역학 모델링을 위한 GUI(Graphical User Interface) 환경의 3차원 유한체적 수치모형이다. FLUENT는 전산유체역학 해석에 필요한 전처리(Pre-processing), 계산(Solving), 후처리(Post-processing)의 모든 작업

을 할 수 있는 모형으로 전처리기인 Gambit, Tgrid와 계산 및 후처리 프로그램인 FLUENT로 구성되어 있다.

FLUENT는 유한체적법(FVM, Finite Volume Method)를 사용하는 비정렬 격자 계산 프로그램으로 사면체, 육면체, 프리즘, 피라미드, 다면체 격자를 지원하여 아무리 복잡한 형상이라도 문제없이 모델링을 수행하며, 모든 분야에 적용이 가능하도록 다양한 수치해석 기법을 보유하고 있다. 동수역학적 문제를 풀기 위하여 자유수면 해석은 다상 유체의 거동을 해석하는 방법인 VOF(Volume of Fluid)방법을 사용한다. 또한, 난류 모형으로 κ-ε모형, LES(Large Eddy Simulation) 등을 사용하여 하천, 하구 또는 항구와 같은 수역을 대표하는 유한체적망의 각 유체 체적에서 수위 및 유속을 계산할 수 있으며, 정상류 뿐만 아니라 부정류 상태까지 모의가 가능하다.

수치모의 모형의 조건으로는 실험모형과 동일한 접합관 직경 60㎜로 4방향 모두 동일한 규모로 선정하였고, 맨홀 규모는 원형은 직경 180㎜, 사각형 맨홀은 가로×세로 각 180㎜×180㎜로 선정하였으며, 유입관의 길이는 흐름의 안정 상태를 확보하기 위하여 직경(D)의 약 30배인 2,000㎜를 선정하였다.

과부하 4방향 합류 맨홀 및 형상 변화된 인버트 설치에 따른 맨홀내 흐름특성을 분석하기 위하여 맨홀 및 접합 관거에서의 흐름 상태를 모의하기 위하여 3차원 모형을 적용하였고, 맨홀 내의 다상유동을 고려하기 위하여 VOF(Volume of Fluid) Scheme을 적용하였으며, 수치해석 방법으로는 비정상류, 1st order implicit method를 사용하였다. Fluent에서의 난류 흐름을 계산하는 방법에는 난류 운동에너지 κ와 난류에너지 소산율 ε의 전달 방정식을 도입한 κ-ε난류 모형을 채택하였다. 맨홀 및 접합 관거의 기하 모형의 격자망은 수치해석의 안정성 확보를 위하여 맨홀과 연결관의 합류부분에서는 사면체 격자로 구성하고 합류부분을 제외한 구간에서는 6면체 격자로 구성하였으며, 각 격자의 면은 가능한 사각형 또는 삼각형의 형태를 취하도록 하였다. mesh 구성에 따른 격자의 수는 사각형 맨홀의 경우 695,901개, 원형 맨홀의 경우 616,269개로 구성하였다(그림 2-3-56).

Fluent 모형의 적용성을 분석하기 위하여 하수도 시설기준상의 특 1호 맨홀(0.9m×0.9m)과 0.3m의 유·출입관을 1/5로 축소 제작한 수리 실험 모형의 크기와 동일하게 폭 0.18m, 길이 0.18m로 구성하였고, 연결관의 직경은 0.06m, 직선유입관과 측면유입관의 길이는 2.0m, 유출관의 길이는 2.0m로 구성하여 실험결과와 비교하였다.

본 연구의 맨홀 모형 벽면에는 Wall(No-Slip) 경계조건을 부여하였으며, 유입부에는 속도 조건, 유출부와 맨홀의 자유수면 부분의 경계에서는 대기압 조건을 부여하였다. 합류 맨홀의 손실계수 산정을 위한 수리모형 실험결과와 수치모의 결과를 비교하기 위하여 유입관거의 유속 조건을 주 유입관의 유속과 측면 유입관의 유속은 동일하게 0.57m/sec로 수리 모형 실험의 조건과 동일하게 채택하여 수치모의를 수행하였다.

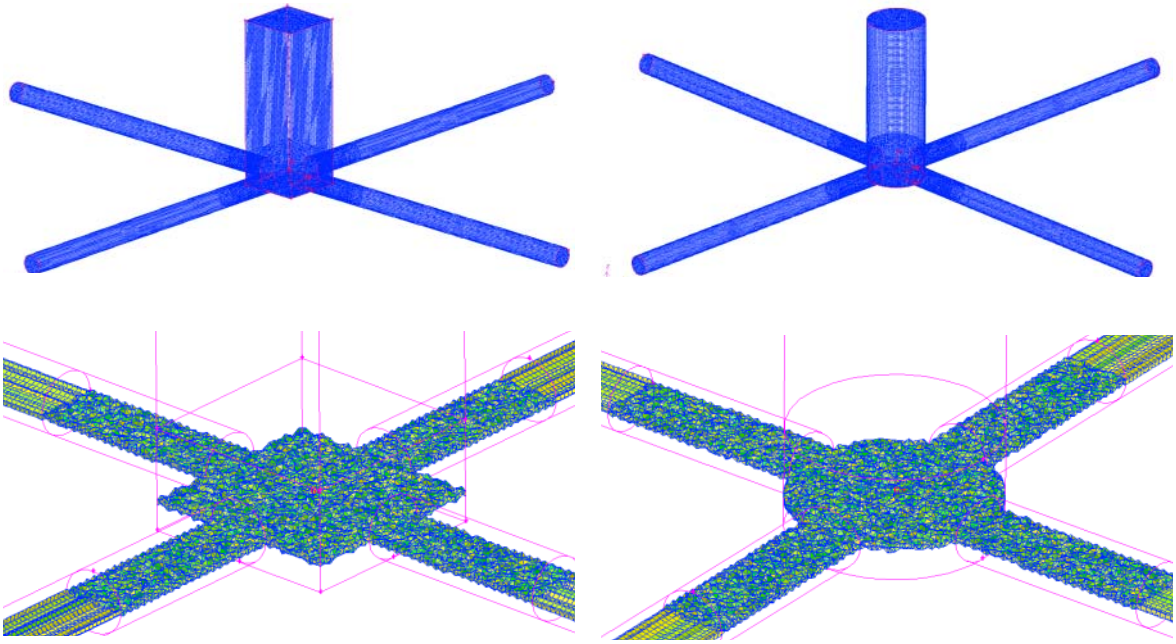
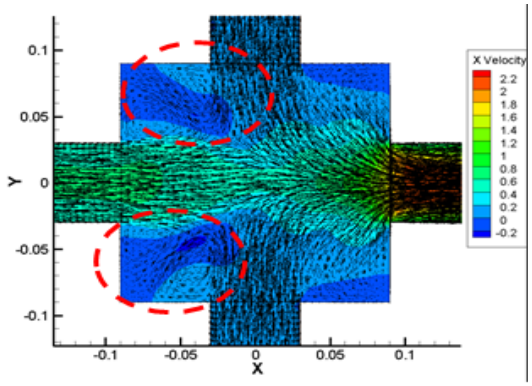


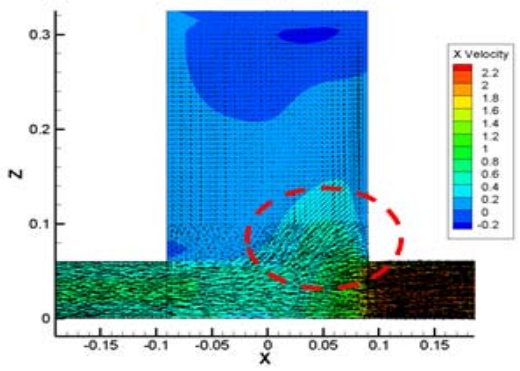
그림 2-3-56 수치모의 모형 격자망

인버트가 설치되지 않은 기본맨홀 모형 실험과 십자형 인버트 모형을 적용한 각각의 실험을 통해 인버트 형상 및 규모에 따라 4방향 합류맨홀에서의 흐름 특성 및 배수능력에 영향을 미치는 것을 알 수 있었으며, 맨홀내 와류의 발생 및 양상도 변화되는 것을 분석하였다. 또한 맨홀내 와류로 인한 손실계수 증가는 맨홀에서의 배수능력을 저해한다는 사실을 확인하였다. 따라서 실험에서 확인이 미흡했던 유입-유출의 주 흐름방향, 맨홀내 와류의 발생 위치 및 높이 등을 파악하기 위하여 수치모의를 실시하였다.

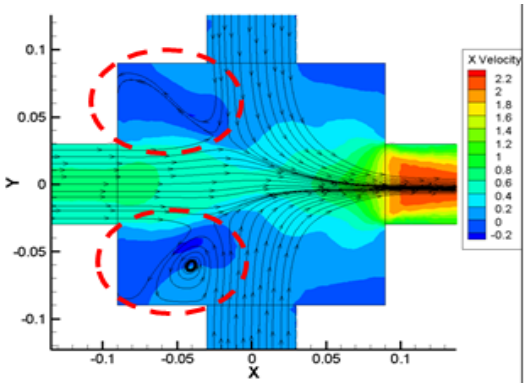
인버트가 설치되어 있지 않은 기본 맨홀(사각형, 원형)의 수치모의 결과 그림 2-3-57 (a)에서 주관거 접합부의 양 모서리 부분과 유출관거의 접합부 양 모서리 부분인 사각형 맨홀의 네 개의 모서리 부분에서 X방향 흐름 유속이 0.2m/s이하의 저유속 구간이 나타나는 사수역 형태가 발생하는 것으로 모의되었다. 이는 각 유입관에서 유입되는 흐름 유속에 의하여 유출부로 빠르게 유출되면서 각 모서리부에서의 X방향 유속이 현저하게 떨어지는 것이라 판단된다.



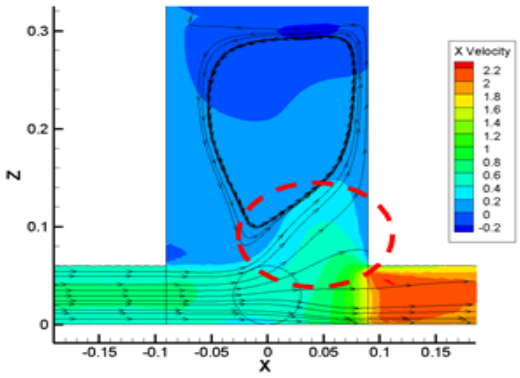
(a) X-Y 평면 벡터도



(b) X-Z 단면 벡터도

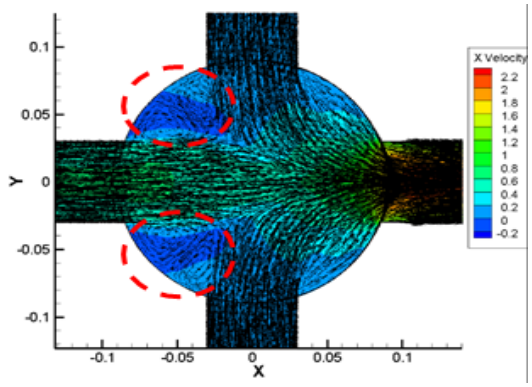


(c) X-Y 평면 유선도

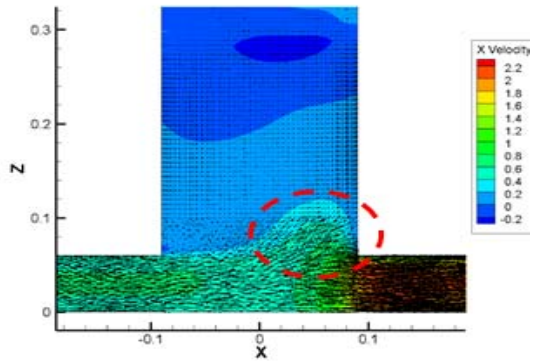


(d) X-Z 단면 유선도

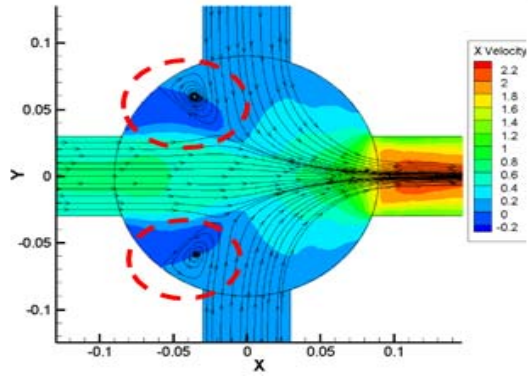
그림 2-3-57 기본(무인버트) 사각형 맨홀 수치모의 결과



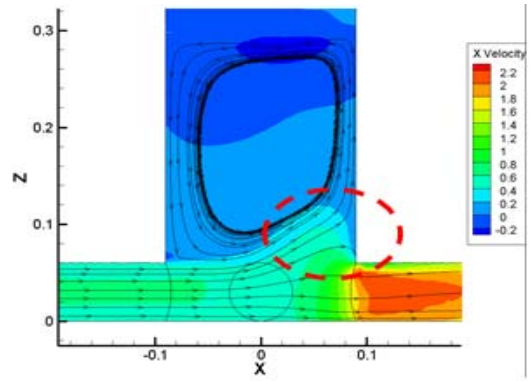
(a) X-Y 평면 벡터도



(b) X-Z 단면 벡터도



(c) X-Y 평면 유선도



(d) X-Z 단면 유선도

그림 2-3-58 기본(무인버트) 원형 맨홀 수치모의 결과

사각형 맨홀에서 모의된 흐름양상은 인버트가 설치되어 있지 않은 기본 원형 맨홀에서도 유사한 양상을 보인다. 그러나 그림 2-3-58 (a), (c)의 X-Y 평면 벡터 및 유선도에서와 같이 원형 맨홀에서는 0.2m/s 저유속 구간이 사각형 맨홀에서보다 그 분포가 적게 나타나 상대적으로 배수흐름이 개선되어 진 것으로 분석되었다. 또한 X-Z 단면도에서 발생하는 수직방향의 흐름은 맨홀 윗부분으로 상승하는 고유속(0.6m/s) 구간이 사각형 맨홀 보다는 낮게 모의되어 원형 맨홀의 즉시 배수되는 유량이 사각형 맨홀보다는 유출이 잘 되는 것으로 나타났다.

이러한 모의 결과는 앞서 시행한 모형 실험의 결과와 유사한 결과를 나타내고 있다. 실험결과 기본 사각형 맨홀에서 보다 원형 맨홀에서 손실계수가 작게 나타났으며, 동일 조건에서 맨홀내 수심도 더 낮게 관측되어 수치모의 결과와 유사한 결과이므로 수치모의 결과는 적정하게 분석된 것으로 판단된다.

수치모의 및 십자형 인버트 실험 결과를 고려하여 4방향 합류 맨홀의 흐름개선을 위한 개선 인버트 형상을 도출하기 위해서는 와류를 최소화하는 수충부 최소화, 모서리구간에서 발생하는 사수역의 최소화 및 유향이 상충되어 배수능력이 저감되지 않는 인버트 모형이 필요할 것으로 판단하며 5가지 개선 형태를 선정하였다.

개선안_1은 3방향에서 합류되는 유량이 서로 상충되지 않고 측면 유량의 유향을 유출구로 유도하여 흐름이 개선될 수 있도록 구상하였고, 개선안_2는 측면 유량의 유향 유도와 인버트 하단부 유도수로의 단면을 유입관 형상을 유지토록 구상하였다. 개선안_3은 유입유량이 동시에 상충하여 와류발생을 증가시키는 현상을 예방하고자 유도수로의 곡률을 서로 다르게 하여 순차적으로 유향이 상충하도록 구상한 형태이고, 개선안_4의 경우는 접합관거 사이의 공간에 와류가 발생하는 현상이 관찰되어 이러한 와류 발생하는 공간을 최소화하도록 구상하였으며, 개선안_5의 경우 와류 방지 기능 및 인버트로 인한 맨홀 내용적 잠식이 최소가 되도록 구상한 각각의 형태이다(표 2-3-32).

상기 개선안의 5가지 형상의 인버트 설치에 따른 4방향 합류 맨홀에서의 흐름 변화를 분석하기 위하여 수치모의를 각각 수행하였으며, 수치모의 결과를 기본 4방향 합류맨홀에서의 수치모의 결과와 비교하였다. 비교 분석은 맨홀내 흐름 벡터의 분석을 통한 와류의 저감 유무, 유선도 분석을 통한 수직방향 와류의 저감 유무 및 합류 맨홀내 수심의 저감 여부 분석을 실시하여 가장 효율적으로 배수되는 인버트 형상을 선정하였다.

맨홀내 와류 발생 및 사수역 저감으로 흐름개선을 위한 5가지 개선 인버트의 수치모의 결과 표 2-3-33에서와 같이 인버트가 설치되어 있지 않은 기본 맨홀의 수치모의 결과 맨홀과 관거의 접합부 모서리 부분에서 흐름 유속이 감소하고 와류가 발생하여 효율적인 배수에 지장을 초래하는 것으로 모의되었고 원형맨홀 보다 사각형 맨홀이 배수효율이 낮은 것으로 분석되었다. 상기 모의 결과를 검토하여 흐름개선을 위한 인버트 형상 개량시 와류가 발생하지 않도록 흐름 및 유향 특성을 반영하였다.

개선안별 흐름특성 및 배수개선 효과를 분석하기 위하여 인버트가 설치되어 있지 않은 기본 맨홀 및 유도수로가 직교하는 기존 인버트를 적용한 모형의 수치모의 결과와 개선안과 비교한 결과, 흐름개선 효과가 가장 큰 것은 측면 유량의 유향 유도와 인버트 하단부 유도수로의 단면을 유입관 형상을 유지토록 개선한 개선안_2가 가장 큰 것으로 분석되었다.

표 2-3-32 인버트 형상 개선안

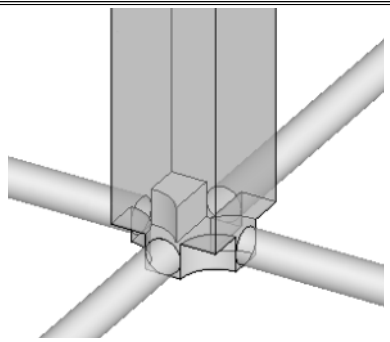
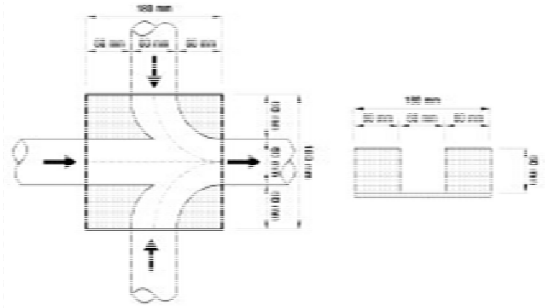
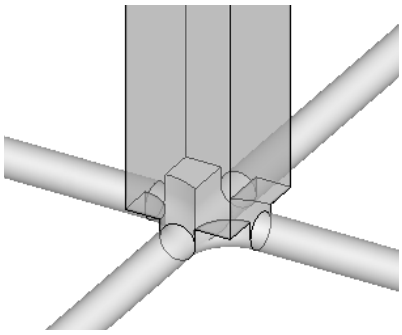
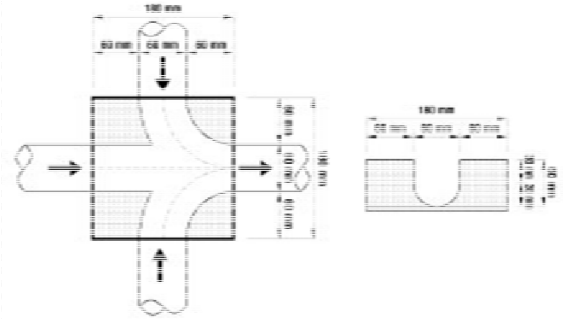
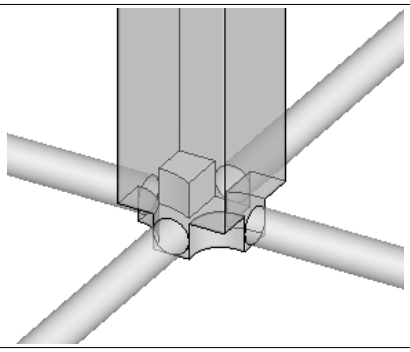
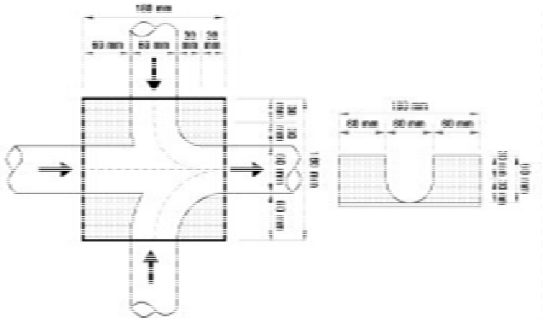
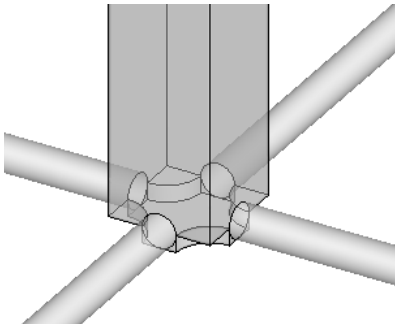
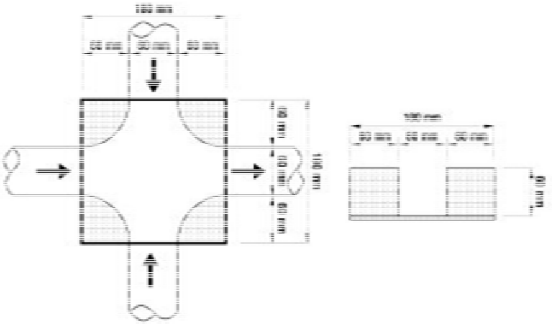
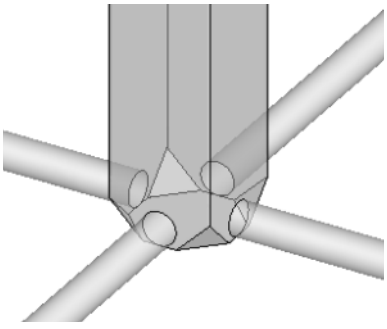
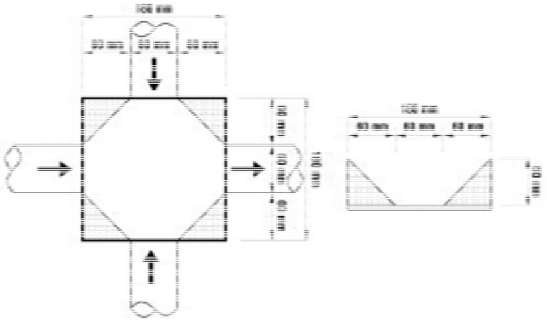
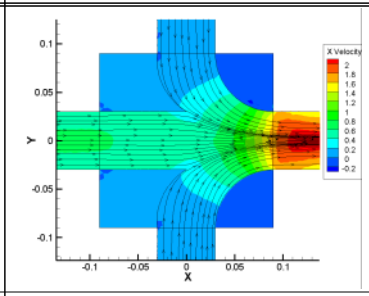
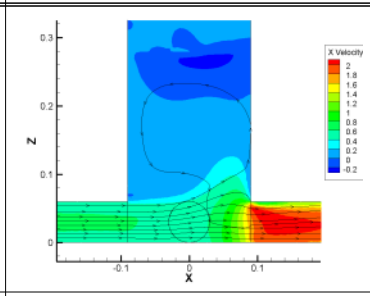
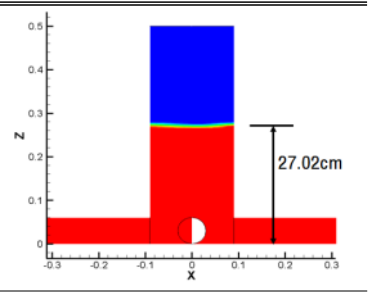
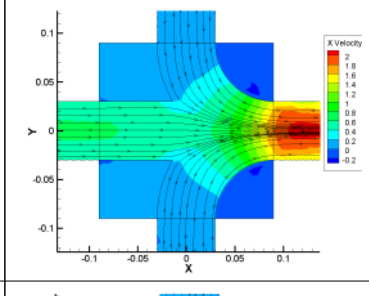
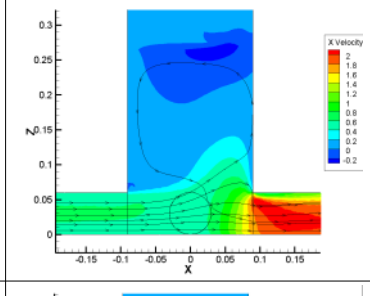
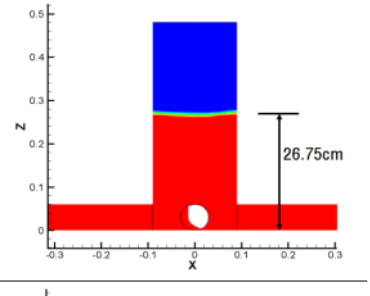
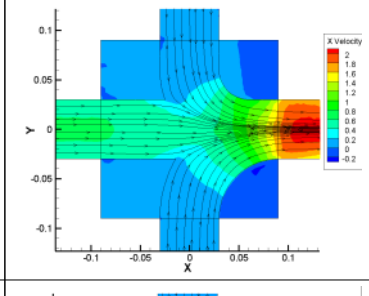
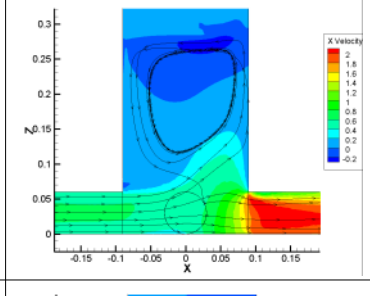
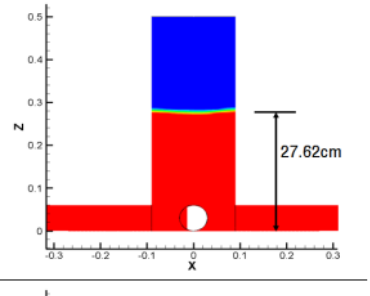
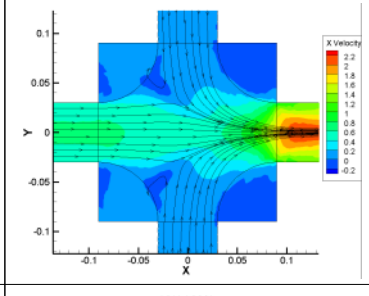
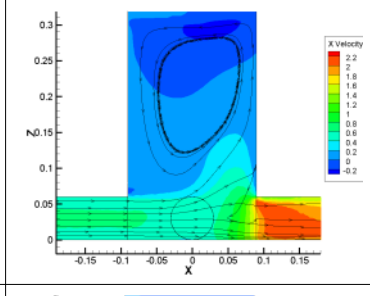
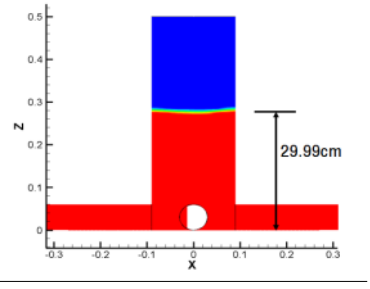
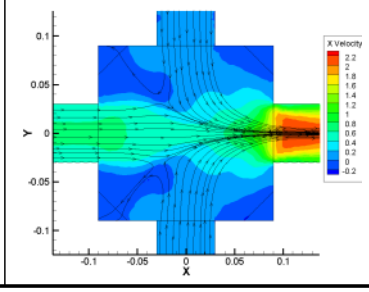
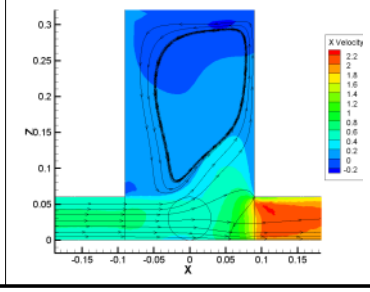
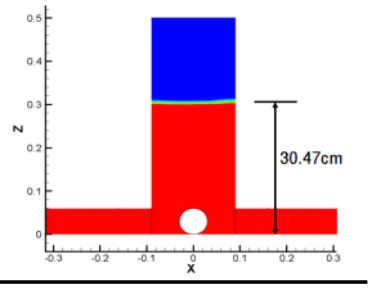
개선안	형 상	단면도
개선안_1		
개선안_2		
개선안_3		
개선안_4		
개선안_5		

표 2-3-33 인버트 형상 개선안 수치모의 결과

구분	X-Y 유선도	X-Z 유선도	맨홀 수심
개선안_1			
개선안_2			
개선안_3			
개선안_4			
개선안_5			

③ 개선 인버트 효과검증을 위한 수리실험

수치모의 결과를 통하여 흐름개선을 위한 5가지 인버트에 대한 개선효과를 정량적으로 검증하기 위하여 실험을 실시하였다. 수치모의 결과 개선안_2의 인버트형상이 흐름개선 효과가 가장 클 것으로 예상되었으나, 반원형 단면의 모형 제작에 한계로 인하여 효과가 2번째로 높은 개선안_1에 대한 모형을 제작하였다. 또한, 사각형 맨홀의 모서리부 사수역 개선방안인 개선안_4와 인버트로 인한 맨홀내 체적 잠식 최소화 방안인 개선안_5에 대해서도 모형을 제작하여 실험을 실시하고 그 효과를 검증토록 하였으며, 동일한 조건에서의 에너지 저감 효과를 측정하기 위하여 전절에서 수행하였던 수리실험 조건과 동

일한 조건에서 수리실험을 수행하였다(표 2-3-34~표 2-3-35).

개선안_1과 4, 5의 수리실험 후 손실계수 결과를 그림 2-3-59에 나타내었고, 그 결과 개선안_4, 5는 수치모의 결과와 동일하게 배수개선 효과가 미미한 것을 확인하였다.

표 2-3-34 사각형 개선 인버트 모형 형상

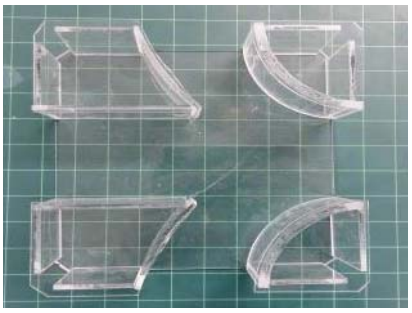
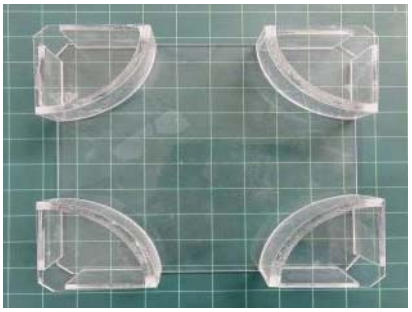
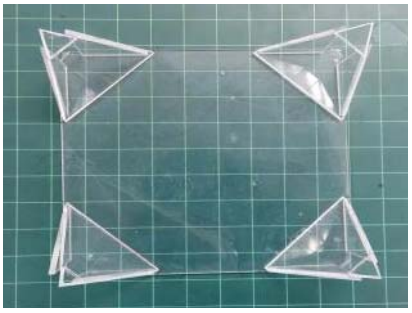
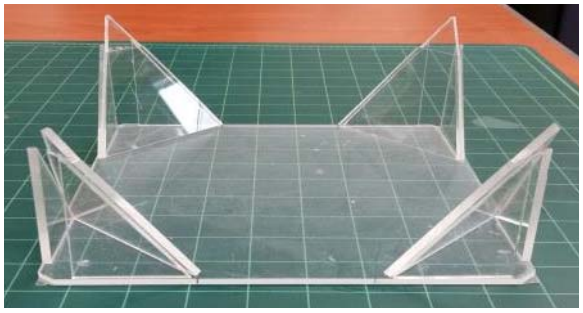
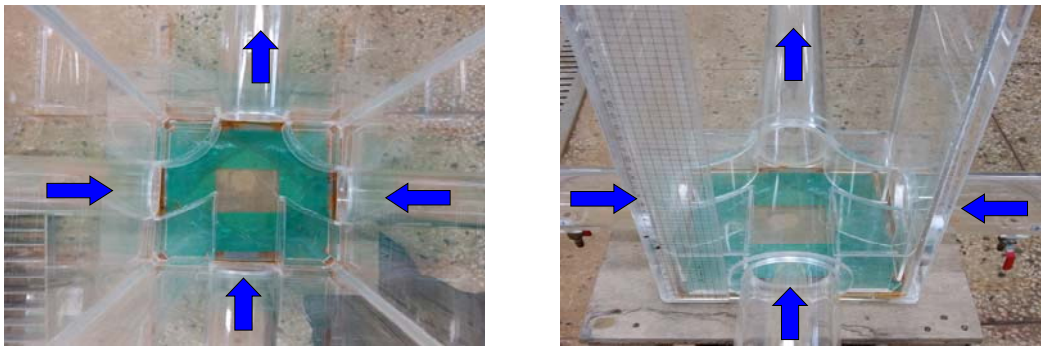
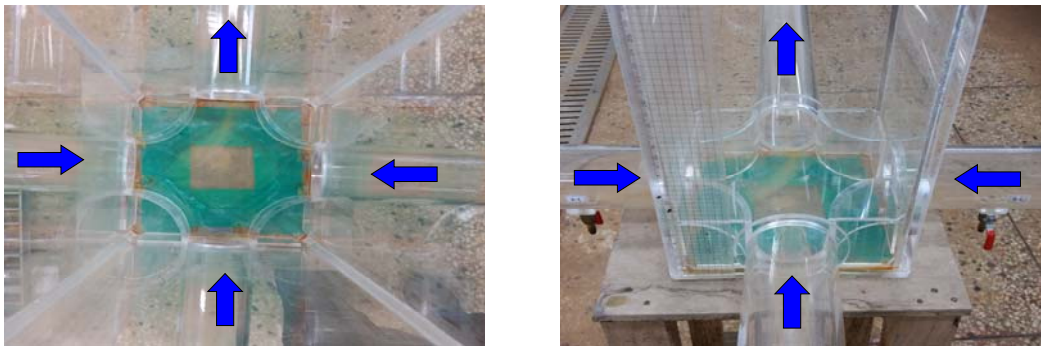
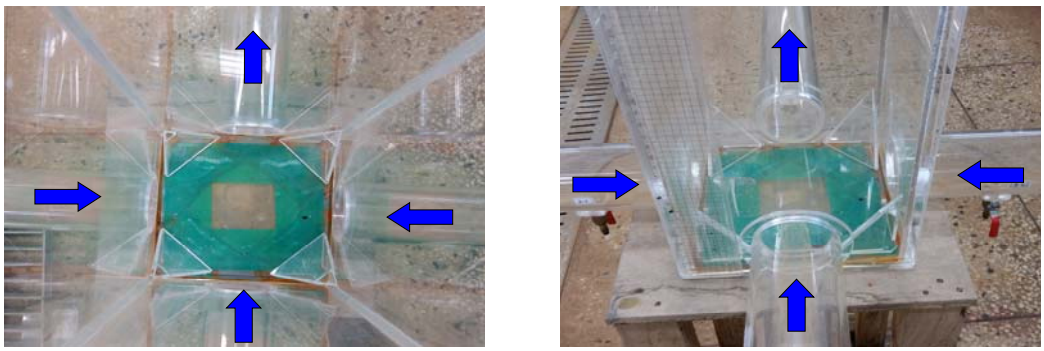
구분	인버트 모형 형상	
개선안_1		
개선안_4		
개선안_5		

표 2-3-35 사각형 개선 인버트 모형 설치 현황

구분	인버트 모형 설치 현황
개선안_1	
개선안_4	
개선안_5	

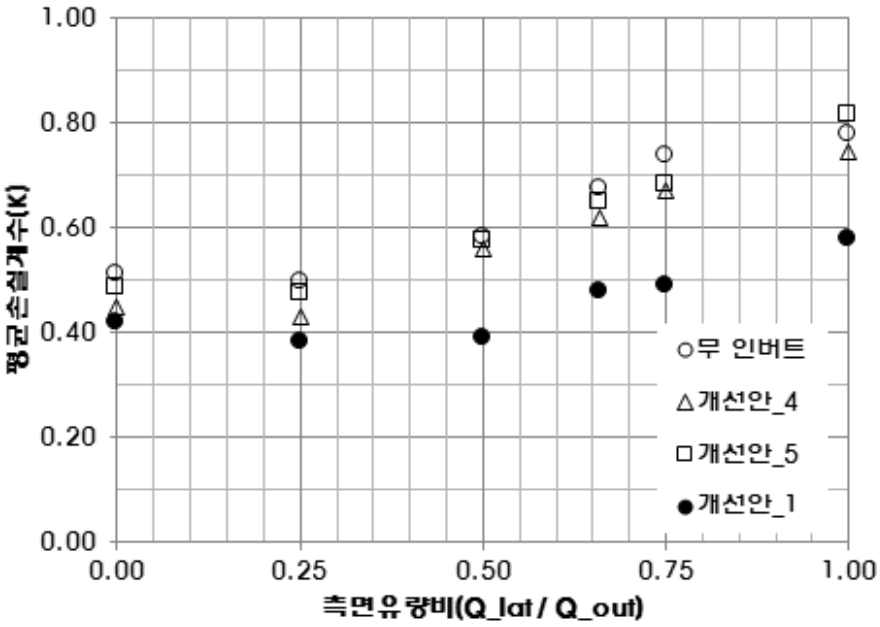


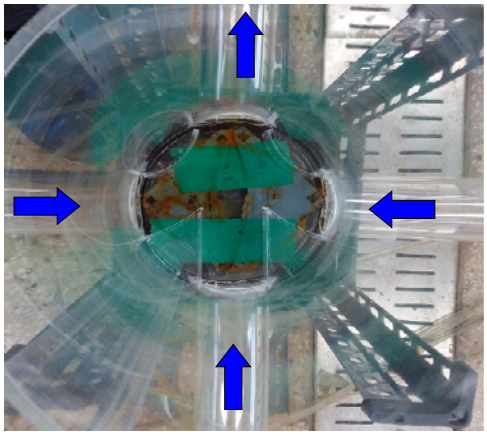
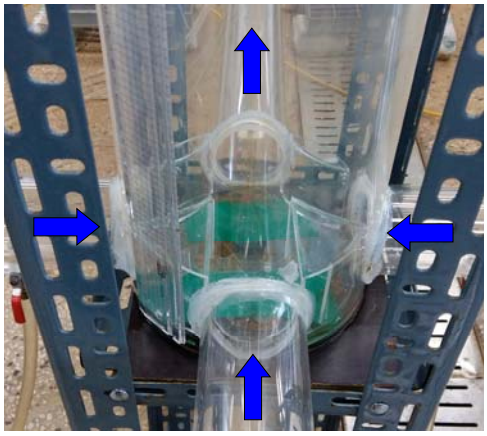
그림 2-3-59 개선 인버트 형상별 맨홀 손실계수

4방향 사각형 맨홀에서 수행된 실험 결과를 반영하여 원형 맨홀에서는 개선안_1의 인버트만 설치하여 수리실험을 실시하였다(표 2-3-36~표 2-3-37).

표 2-3-36 원형 개선 인버트 모형 형상

구분	인버트 모형 형상	
개선안_1		

표 2-3-37 원형 개선 인버트 모형 설치 현황

구분	인버트 모형 설치 현황	
개선안_1		

개선안_1의 인버트(반원형, U형)를 제작하여 수리실험을 통한 손실계수 결과, 반원형 개선 인버트 설치시 주관거의 손실계수는 원형맨홀에서는 0.4~0.6, 사각형 맨홀에서는 0.5~0.7이였고, 측면관거의 손실계수는 0.0~0.7이였으며, 맨홀에서의 평균 손실계수는 원형맨홀은 0.4~0.7, 사각형 맨홀은 0.4~0.75의 실험결과를 얻었다.

본 연구는 우수관거의 배수능력을 향상시키기 위하여 맨홀내 흐름 변화를 수치모의와 모형 실험을 통하여 해석하였으며 이를 통해 흐름 특성을 분석하였다. 더 나아가 다방향 합류맨홀의 효율적인 배수를 위한 방안을 제시하였으며, 그 결과 맨홀내 흐름 유도 시설인 인버트의 개선된 형상을 제시하기 위해 주관거, 측면관거의 손실계수를 측정하였다. 측정된 값들을 고려하여 개선 인버트 설치에 따른 4방향 합류맨홀에서의 평균손실계수를 계산하였고, 계산된 손실계수를 인버트가 설치되지 않은 기본 합류 맨홀의 손실계수와 비교하여 그림 2-3-60와 그림 2-3-61에 나타내었다.

흐름 유도 시설인 인버트가 설치되어 있지 않은 4방향 기본 합류맨홀에서 손실계수는 측면 유량 조건에

따라 0.5~0.8을 사용하여 관거 해석 및 설계에 적용하는 것이 합리적이라 사료되며, 맨홀의 효율적인 배수능력 향상을 위하여 설치 여건에 따라 평균 8% 개선된 반원형 개선 인버트와 평균 22% 개선된 U형 개선 인버트를 각각 설치하여 배수능력을 향상 시킬 수 있다. 이때 반원형 인버트 설치 맨홀의 손실계수는 0.4~0.7을 사용하고, U형 인버트 설치 맨홀은 0.4~0.6을 사용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

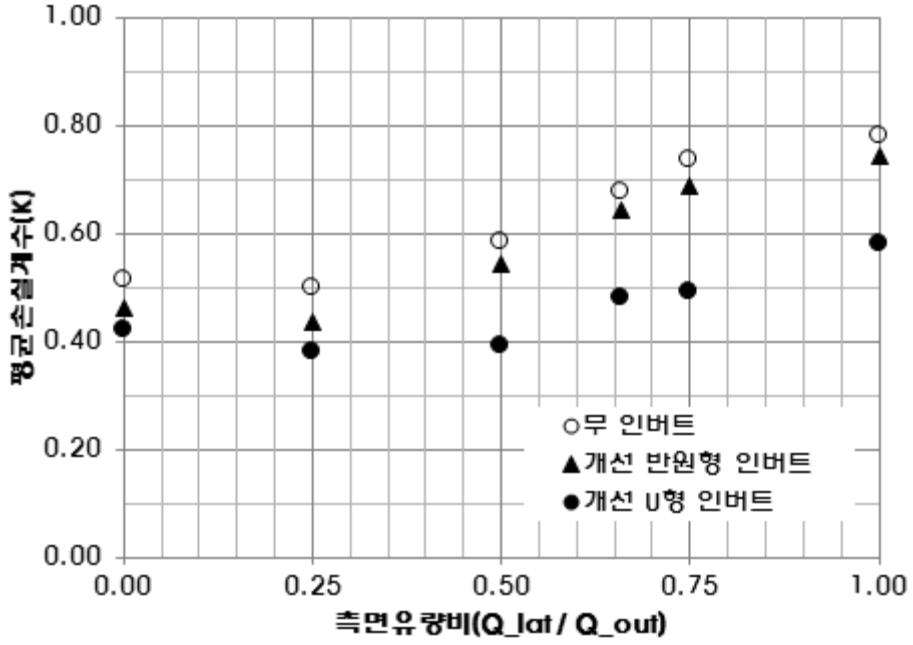


그림 2-3-60 개선형 인버트 적용후 원형 맨홀 평균 손실계수 비교

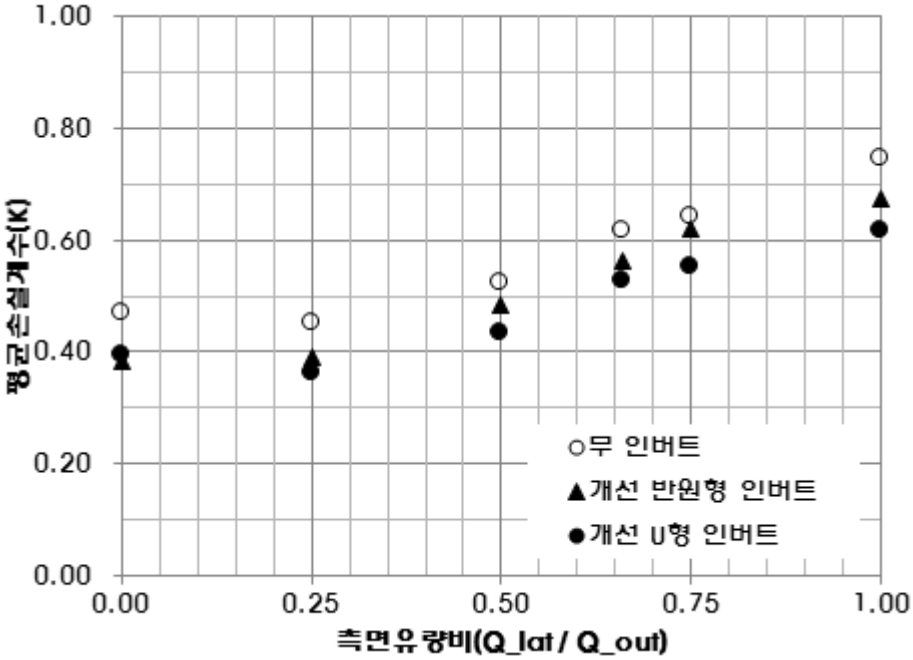


그림 2-3-61 개선형 인버트 적용후 사각형 맨홀 평균 손실계수 비교

④ 과부하 사방향 맨홀에서의 배수개선을 위한 방안 제시

효율적인 배수개선의 방안을 제시하기 위하여 본 연구에서는 수치모의를 통하여 기

본 맨홀과 십자형 인버트 적용 맨홀의 유향 및 와류 상태 등을 분석하여 와류 발생으로 인한 증가된 손실계수를 저감시킬 수 있는 형상의 인버트를 제시하는데 이용하였다. 또한 수치모의와 더불어 수치모의 검증 및 배수개선 효과의 정량적 평가를 위하여 모형 실험을 실시하였다.

본 연구의 수치모의 결과 기본 맨홀은 맨홀과 관거의 접합부 모서리 부분에 와류의 발생으로 배수흐름에 지장을 주었고, 유도수로가 서로 직교하는 십자형 인버트의 경우 유도수로 직교부 유출구 방향에 흐름 단면이 수축되는 것으로 모의 되어 배수능력에 지장을 받아 기본 맨홀보다 배수능력이 저하되는 것으로 분석되었으며, 이는 수치모의 및 실험을 통하여 확인되었다.

상기 배수능력 저하 요인를 고려한 개선형 인버트 적용의 수치모의 결과 단면수축부와 와류 형성이 현저히 작아진 것으로 분석되어 배수개선을 위한 인버트 형상인 것으로 분석되었다. 또한, 맨홀 모형의 연직 흐름 분포도 및 유선도를 검토한 결과 흐름이 유출부로 집중되어 유량 일부가 맨홀 윗부분으로 상승·와류가 되는 유량이 개선안의 경우 현저히 감소하는 것으로 분석됨으로 배수개선 효과를 얻는 것으로 분석되었다.

표 2-3-38 4방향 사각형 합류 맨홀의 손실계수

구 분	기본 맨홀 (무 인버트)		개선형 인버트 적용 맨홀			
			반원형 인버트		U형 인버트	
	사각형	원형	사각형	원형	사각형	원형
평균값	0.63	0.58	0.59 (약 7% 개선)	0.52 (약 10% 개선)	0.46 (약 28% 개선)	0.48 (약 17% 개선)
최대값	0.78	0.75	0.74 (약 5% 개선)	0.67 (약 10% 개선)	0.58 (약 26% 개선)	0.62 (약 17% 개선)

개선형 인버트 설치에 따른 4방향 합류맨홀에서의 평균 손실계수 값과 최대 손실계수 값을 인버트가 설치 되지 않은 기본형 4방향 합류 맨홀에서의 평균 손실계수와 최대 손실계수와 비교하면 표 2-3-38과 같다. 표 2-3-38에서 본 연구의 결과인 개선형 인버트 설치시 과부하 상태의 흐름에서 인버트가 설치되어 있지 않은 맨홀 대비 손실계수가 감소하여 배수 능력이 개선되는 것으로 분석되었으므로 내배수 시설의 관거시설 설계 및 시공 시에 본 연구에서 제시된 4방향 합류맨홀에서의 손실계수와 개선형 인버트의 활용이 가능할 것으로 판단된다.

(2) 간선저류지 설치로 인한 우수유출저감분석

(가) 간선저류지의 정의 및 횡월류 위어 간편계산방법

① 지하 간선저류지의 정의 및 설치조건

간선저류지는 설계빈도 이상의 강우 발생으로 인해 관거의 통수능이 부족해져 허용용량을 초과할 경우 우수의 월류를 방지하기 위해 관거내 일정이상의 유량이 흐를 때

관거에 설치된 위어를 통해 지하 간선저류지로 유입시켜 우수지체현상을 억제하고 지체현상이 일정부분 해소된 후에 하류단의 하수관거나 수용천이 가까운 경우 하천으로 자연 방류시킴으로써 내수침수를 방지할 수 있는 구조물로 정의할 수 있다.

간선저류지는 빈도 이상의 강우 발생으로 하천 및 배수펌프장의 설계빈도를 상회하는 초과 유출량으로 인해 침수피해가 가중되고 있으며 이에 따른 배수개선대책 수립에 이용할 수 있으며, 저류지 설치 및 우수관거 개선사업 등의 침수저감사업으로 해결하지 못한 소규모 유역의 침수저감효과를 기대할 수 있다.

- 간선저류지는 지하구조물의 간섭이 없는 위치에 소규모로 설치한다.(소규모 배수분구에 적용)
- 간선저류지의 위치는 지체현상이 발생하는 구간이나 월류가 발생하는 지역의 상류구간에 설치하여 일정량을 저류시킨 후 통수능이 원활한 하류구간이나 하천으로 방류시킨다.
- 대상지역의 수문분석을 통해 관거의 통수능을 검토하고 부족한 용량을 산정하여 간선저류지의 규모 및 위치, 개수를 결정한다.
- 저류지로 토사 및 오물의 유입을 방지할 수 있어야 하며 저류지의 수위 등의 상황을 체크할 수 있도록 모니터링 장치를 설치하며 유지관리가 용이해야 한다.(신기술 이용 등)

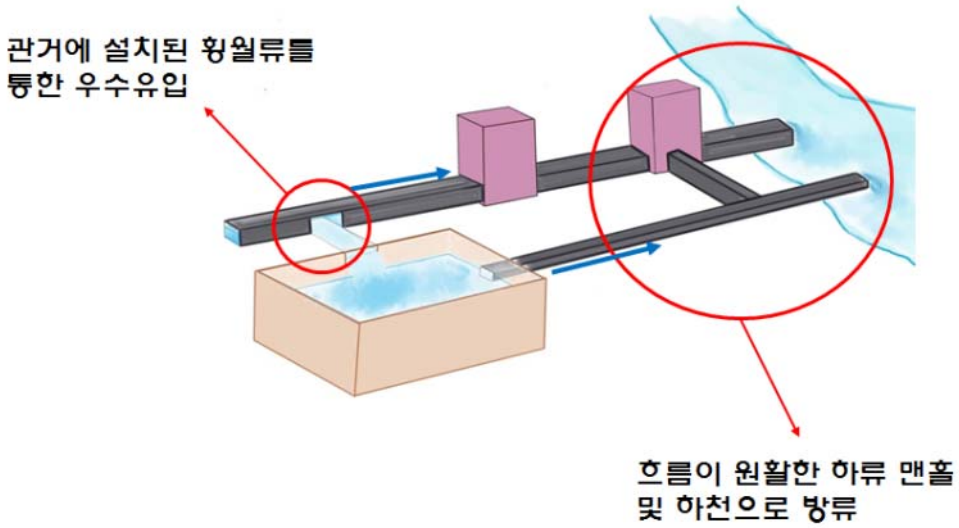


그림 2-3-62 지하 간선저류지 모식도

표 2-3-39 간선저류지 설계를 위한 검토사항

구 분		검토 내용
검토방향		•계획빈도 홍수시 간선저류지 침수저감능력 분석을 통한 간선저류지 규모 산정
모형선정		•저류지 분석이 가능한 모형 (or 저수지 추적 모형)
침수저감계획 수립		•간선저류지 위치 및 규모 가정
고려사항	상류	•우수관거에서 저류지 유입 수위 고려
	하류	•저류지 내의 유량 처리 방안 (하류관거 및 수용천 방류, 빗물 재이용 등)
	내부	•위어 제원에 따른 월류량 •저류지 만수시 Backwater 영향 분석 및 관리수위
침수저감능력평가		•간선저류지 설치에 따른 침수면적 변화 검토
간선저류지 결정		•간선저류지 위치 및 규모 결정
기타사항		•침수지역내 지하 간선저류지 설치가능 여부 (지하공간 확보) •지하공간에 규모에 따른 간선저류지 제원 고려 •저류지 내의 유량 방류시 하류 우수관거의 통수능 및 수용천 수위 검토

표 2-3-40 우수유출저감시설과의 비교

구 분	우수관거 연계 저류시설(간선저류지)	우수유출저감시설
근거		• 자연재해대책법
목적	• 도시내수침수 저감	• 도시침수 등 재해예방
설치대상	• 우수관거 통수능 부족으로 인한 지체현상 및 내수침수 발생지역	• 관광단지, 산업단지, 골프장, 택지개발사업, 건축법에 따라 대지면적 2,000㎡ 이상 또는 건축연면적 3,000㎡ 이상 건축물 등
빗물집수면	• 우수관거 내 위어	• 지표면
종류	• 소규모 지하 저류지	• 침투시설: 침투통, 침투측구, 침투트렌치, 투수성 포장 등 • 저류시설: 쇄석공극 저류시설, 운동장 저류, 공원 저류, 주차장 저류, 단지내 저류 등
용량	• 최대 1,000㎥ (가정; 지하공간 규모에 따라)	• 용량에 대한 언급 없음

② 횡월류 위어 문헌 조사

횡월류 위어(Side weir)는 하천이나 수로에서 유량을 분류하기 위해 널리 이용되며, 우수관거에서는 관거 하류에 부담을 주는 초과 유량을 전환시키기 위하여 사용되고 있다. 우수관거에서 간선저류지로 우수를 유입시키기 위한 방안으로 횡월류 위어를 고려하고 있으며 횡월류 위어 공식 및 유량계사 산정에 관한 문헌을 조사하였다.

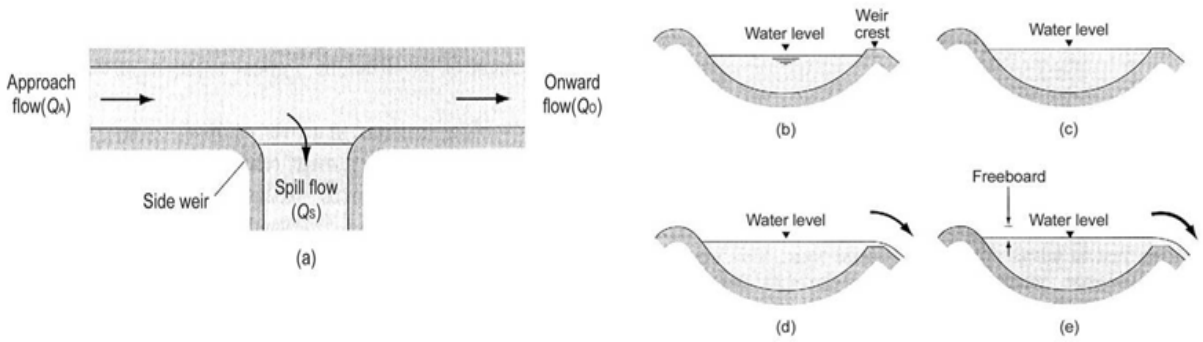


그림 2-3-63 횡월류 위어의 개념도 (May, 2003)

③ 횡월류 간편 계산 방법

상류 또는 하류 중 하나의 유량 조건이 고정된 경우에 횡월류량을 구하는 방법으로 Forchheimer의 간편법, Mulsu의 간편법 등이 있다.

- Forchheimer의 간편법

Forchheimer(1930)은 사각형 하도의 예연위어 형태의 횡월류부에서의 수면곡선을 직선형으로 가정하여 다음과 같은 식을 제시하였다.

$$\triangle Q = C_S \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2}{3}g}\, S\left(\frac{y_1+y_2}{2}-p_1\right)^{1.5}$$

(2-3-6)

$$\varepsilon_1 = \frac{y_2-y_1}{v_1^2/2g - v_2^2/2g - \triangle H_0}$$

(2-3-7)

여기서, $\triangle H_0$ 는 비에너지의 마찰손실이며, 다음 식으로 계산되며, $\varepsilon_1 = 1.0$이 되어야 한다.

$$\triangle H_0 = 2\left(\frac{v_1-v_2}{2g}\right)^2 \frac{S}{C^2R} - iS$$

(2-3-8)

여기서, C는 Chezy 계수, I는 하도경사, S는 위어길이, R은 동수반경을 나타낸다.

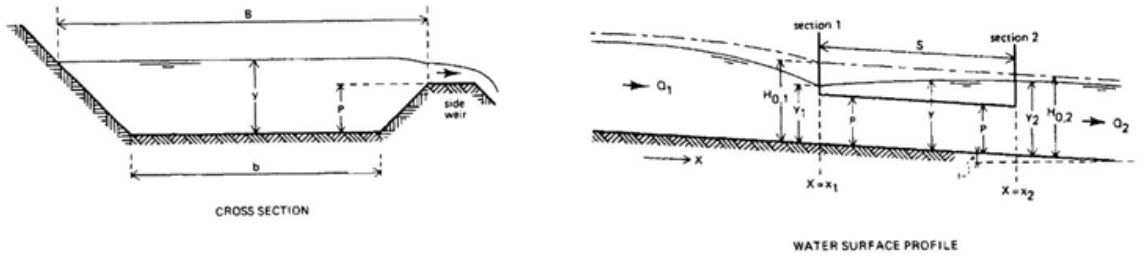


그림 2-3-64 Forchheimer 간편법의 변수

- Mulsu의 간편법

Mulsu(2002)는 사각형 하도에서 예연 위어에 대하여 상류(subcritical flow) 상태의 횡월류 월류량을 에너지방정식과 자신이 제안한 curve fitting 기법을 이용하여 계산하는 방법을 제안하였다. 이 방법에서는 횡월류부에서 하도 중앙과 월류면의 수위차를 고려하고 있으며, 월류면 각도(θ)를 고려한다.

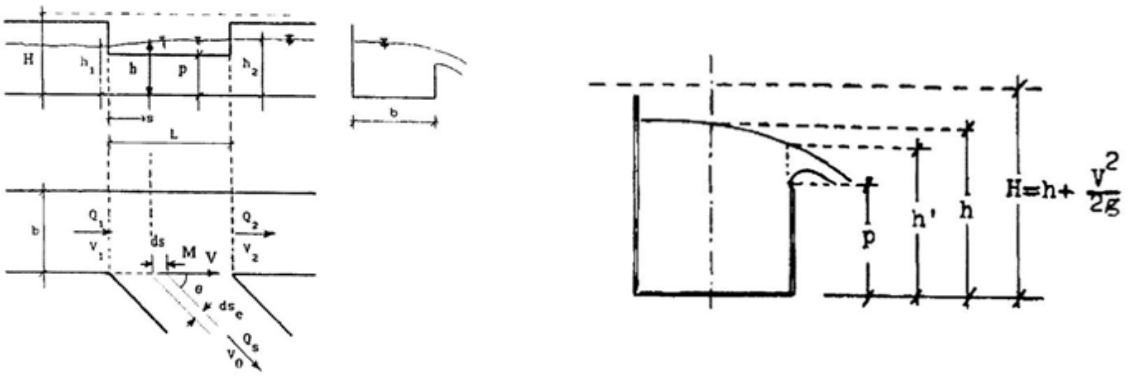


그림 2-3-65 사각 예연 횡월류 위어 개요도 및 횡단면도

횡월류 위어 계수는 월류면의 수위와 에너지 수두의 비(h'/H)로 다음 식으로 제시하였으며, 이는 다시 무차원 수심($z=h/H$)과 수면경사($\Psi=h'/H$)로 표현할 수 있다.

$$C_w = 0.611\sqrt{3\frac{h'}{H}-2} = 0.611\sqrt{2\Psi z-2} \qquad (2\text{-}3\text{-}9)$$

단위폭당 횡월류량은 다음 식과 같다.

$$q = -\frac{dQ}{ds} = \frac{2}{3}C_w\sqrt{2g}(\Psi h-p)^{3/2}$$

(2-3-10)

여기서, 횡월류량은 다음과 같다.

$$Q = bh\sqrt{2g(H-h)}$$

(2-3-11)

- de Marchi 식에 의한 횡월류 위어 계산방법

현재까지 횡월류 위어 공식은 de Marchi 식에 기반을 두고 있으며, de Marchi가 제시한 계수를 보다 정확하게 제시하고자 하는 연구들이 많이 진행되고 있다. de Marchi 식의 기본 가정은 횡월류부에서의 에너지 손실이 없다는 가정으로 횡월류부의 전 지점에서 E=constant 상태로 가정하여 식을 전개하고 있다. de Marchi 식에 기반한 횡월류 위어 계산은 비에너지가 일정하다는 가정에서 도출된 유량에 관한 식과 단위폭당 유량을 상용위어 형태로 표현한 식을 적분한 두 개의 식으로 계산한다.

$$Q = By\sqrt{2g(E-y)}$$

(2-3-12)

$$\frac{xC_1}{b} = \frac{2E-3W}{E-W}\sqrt{\frac{E-y}{y-W}} - \sin^{-1}\sqrt{\frac{E-y}{y-W}} + const. \qquad (2\text{-}3\text{-}13)$$

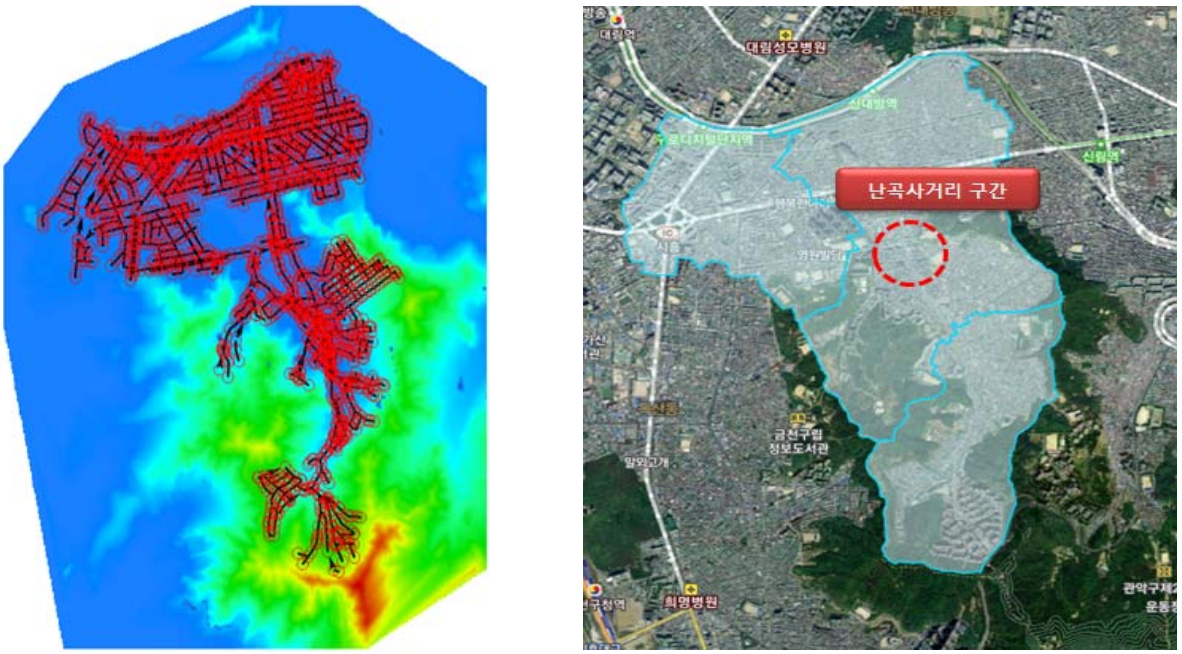
표 2-3-41 de Marchi 횡월류 위어 유량계수 산정식

연구자	연도	유량계수식
Ackers	1957	$C_1 = 0.93$
Frazer	1957	$0.55 - 0.115F_1^2 - \frac{0.017E}{L}$
Subramanay, Awasthy	1972	$0.864\left(\frac{1-F_1^2}{2+F_1^2}\right)^{0.5}$
Range Raju 등	1979	$0.81 - 0.60F_1$
Hager	1987	$0.485\sqrt{\frac{2+F_1^2}{2+3F_1^3}}$
Cheong	1991	$0.45 - 0.22F_1^2$
Singh 등	1994	$0.33 - 0.60F_1 - 0.22\left(\frac{h}{y_1}\right)$
Jalili, Borghei	1996	$0.71 - 0.41F_1 - 0.22\left(\frac{h}{y_1}\right)$
Borghei	1999	$0.7 - 0.48F_1 - 0.3\frac{h}{y_1} + 0.06\frac{L}{B}$
May 등	2003	$0.650 - 0.149\left(\frac{y}{w}\right)^{0.0868}\left(\frac{L}{y}\right)^{-0.303}\left(\frac{y_0}{w}\right)^{0.149}$
KICT (Rhee)	2006	$0.48(F_1)^{-0.01}\left(\frac{h}{y_1}\right)^{0.32}\left(\frac{L}{B}\right)^{-0.30}\left(\frac{L}{y_1}\right)^{0.25}$
송재우 등	2007	$0.206 - 0.246Fr + 0.711\left(\frac{w}{y}\right) + 0.171\left(\frac{L}{B}\right)$

(나) 간선저류지 설치에 따른 우수유출저감효과 분석

① 간선저류지 설치에 따른 도림천 중류지역의 우수유출저감효과 분석

간선저류지 설치에 따른 우수유출저감효과를 검토하기 위하여 도림천 중류지역을 대상으로 연구를 진행하였다. 기존에 구성된 도림천 중류지역의 XP-SWMM 관거자료에 지선 관거를 추가하여 입력자료를 재구성하였으며, 구성된 관거자료를 기반으로 도림천 중류지역의 간선 우수관거 중 침수피해가 발생하였던 구간인 난곡사거리 구간을 대상구간으로 선정하여 간선저류지의 위치, 개수, 규모에 따른 우수유출저감효과를 분석하였다. 간선저류지 규모에 따른 검토는 간선저류지의 용량을 최소 1,000m^3 ~ 최대 3,000m^3 으로 설정하여 연구를 진행하였으며, 간선저류지의 개수는 미설치부터 최대 3개까지 설치하는 것을 가정하여 연구를 진행하였다. 간선저류지의 위치에 따른 검토는 난곡사거리 구간을 중심으로 맨홀의 역류가 발생하는 구간, 역류가 발생하는 구간의 상류지점, 역류가 발생하는 구간의 하류지점을 대상지점으로 선정하여 연구를 진행하였다. 우수유출저감효과 분석을 위한 적용강우는 빈도 30년, 지속시간 120분의 총 강우량 90㎜ 강우를 적용하였다. 또한 저류지 허용용량 초과에 따른 수리현상은 고려하지 않았다.



도림천 중류 입력자료 재구성　　침수저감효과 분석을 위한 대상구간

그림 2-3-66 도림천 중류 입력자료 구성

표 2-3-42 간선저류지 규모에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교

구 분		최대유량 (m^3/s)	맨홀 역류량 (m^3)
증감 (%)	미설치	60.572	127,463.4
		100	100
	1,000m^3	60.789	121,241.9
		100.36 (0.36)	95.12 (-4.88)
	2,000m^3	60.889	117,774.1
		100.52 (0.52)	92.40 (-7.60)
	3,000m^3	59.746	115,997.4
		98.64 (-1.36)	91.00 (-9.00)

도림천 중류 난곡사거리 구간을 대상으로 간선저류지 규모에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 규모가 늘어남에 따라 해당 구간의 맨홀 역류량이 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 규모가 1,000m^3 일 경우는 맨홀 역류량이 4.88% 감소하였으며, 2,000m^3 일 경우 7,60%m 3,000m^3 일 경우에 맨홀 역류량이 최대 9.00% 감소하는 것으로 분석되어, 저류지 규모에 따른 우수유출저감효과가 큰 것으로 검토되었다.

표 2-3-43 간선저류지 개수에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교

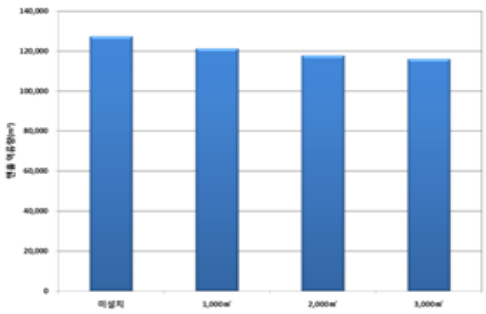
구 분		최대유량 (m^3/s)	맨홀 역류량 (m^3)
증감 (%)	미설치	60.572	127,463.4
		100	100
	1개	60.789	121,241.9
		100.36 (0.36)	95.12 (-4.88)
	2개	60.424	119,548.7
		99.76 (-0.24)	93.79 (-6.21)
	3개	59.948	117,748.5
		98.97 (-1.03)	92.38 (-7.62)

간선저류지 개수에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 개수가 늘어남에 따라 해당 구간의 맨홀 역류량이 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 설치개수가 1개일 경우에는 4.88% 감소하는 것으로 검토되었으며, 2개일 경우에는 6.21%, 3개일 경우에는 7.62% 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 규모가 3,000m^3 일 경우와 간선저류지의 개수가 3개일 경우의 간선저류지의 총 용량은 같으나 설치위치가 상류, 맨홀 역류구간, 하류구간에 각각 설치되었으므로 단일위치에 규모를 크게 설치하였을 경우가 우수유출저감효과가 더 크게 나타난 것으로 사료된다.

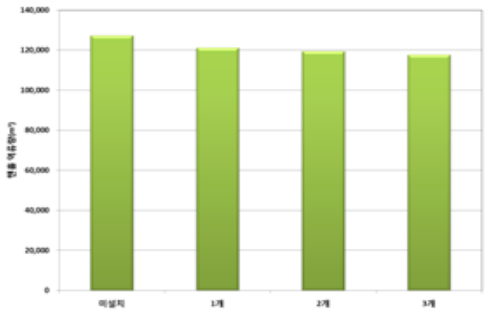
표 2-3-44 간선저류지 설치위치에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교

구 분		최대유량 (㎥/s)	맨홀 역류량 (㎥)
증감 (%)	상류	59.925	122,798.8
		98.58 (-1.42)	101.28 (1.28)
	맨홀 역류구간	60.789	121,241.9
		100	100
	하류	60.263	121,540.9
		99.13 (-0.87)	100.25 (0.25)

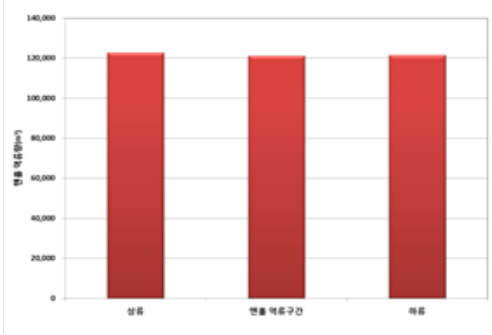
간선저류지 설치위치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 맨홀 역류구간에 설치하였을 경우 우수유출저감효과가 가장 큰 것으로 검토되었다. 맨홀 역류구간에 설치했을 때를 기준으로 상류에 설치하였을 경우에는 맨홀 역류구간보다 맨홀 역류량이 1.28% 증가하였으며, 하류구간에 설치하였을 경우에는 맨홀 역류구간보다 맨홀 역류량이 0.25% 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 간선저류지의 설치위치는 맨홀 역류구간에 설치하였을 경우 우수유출저감효과가 가장 큰 것으로 나타났으며, 하류구간에 설치하였을 경우 상류구간보다는 저감효과가 큰 것으로 나타났다.



규모에 따른 변화



개수에 따른 변화



위치에 따른 변화

그림 2-3-67 간선저류지 설치에 따른 우수유출저감효과

도림천 중류 난곡사거리 구간에 대한 간전저류지 설치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 규모 증가에 따라 미설치시에 비해 맨홀 역류량이 최대 9.00%

감소하는 것으로 나타났으며, 위치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 맨홀 역류구간에 간선저류지를 설치하였을 경우 다른 설치위치에 비해 맨홀 역류량이 가장 크게 감소하는 것으로 나타났다.

② 간선저류지 설치에 따른 길동 유역의 우수유출저감효과 분석

연구단의 공동 시범유역인 도림천 유역과는 별개로 서울시 강동구 길동 유역을 연구내용 검토를 위한 대상유역으로 추가하여 연구를 진행하였다.

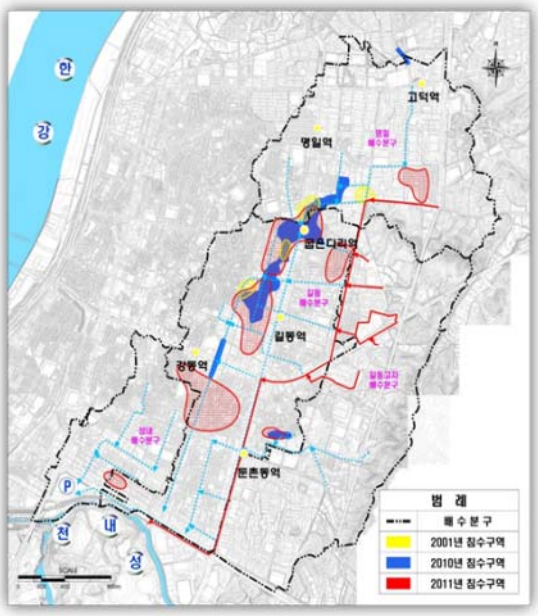
길동 유역은 서울특별시 침수취약지역 중 특별관리지역에 포함되어 있으며, 유역면적이 634ha로 도림천 유역에 비해 유역면적이 크지 않으며, 대부분의 간선 우수관거가 직선구간으로 설계되어 있어 우수관거 통수능력 해석이 용이하다. 또한 2001년, 2010년, 2011년 침수피해가 발생하여 침수대비 대책이 필요한 지역으로 판단되어 대상유역으로 선정하였다.

길동 유역은 간선 우수관거의 관거개선 사업이 예정되어 있어 기존 우수관거 및 관거개선사업 이후의 우수관거의 통수능을 비교 검토하였다.

길동 유역의 분구 도심부는 비교적 완만한 평지형의 저지대로 구성되어 있으며, 유역은 성내, 길동, 명일, 길동고지 등 4개의 배수분구로 구성되어 있다. 고지관로는 성내천으로 직방류되며, 그 외에는 성내펌프장을 통해 성내천으로 방류된다.



길동유역 배수분구 현황



길동유역 과거 침수구역

그림 2-3-68 길동유역 현황

표 2-3-45 길동유역 주요 방재시설

펌프장	위 치	유역 면적 (ha)	주요방재시설				방류 하천
			유수지 용량 (m^3)	설계 빈도 (년)	시설 용량 (m^3/분)	펌프 시설 (hpX대)	
성내	송파구 방이동 88-13	634	237,000	30	4,500	950X 101,100 X3	성내천

길동유역은 2001년, 2010년, 2011년 침수피해가 발생된 것으로 조사되었으며, 저지대 지역인 명일역에서 길동역 일대에서 침수가 지속적으로 발생한 것으로 조사되었다.

길동 유역 우수관거 통수능 검토 및 간선저류지의 우수유출저감효과 분석을 위하여 4개의 배수분구 자료를 수집하여 XP-SWMM 입력자료를 구성하였다. 성내천으로 직접 방류되는 고지관로 및 성내펌프장으로 유입되는 우수관거를 포함하여 노드 1,246개, 우수관거 1,389개의 XP-SWMM 입력자료를 구성하였다.

길동 유역 기존 우수관거 및 우수관거 개선사업 이후의 상황을 고려하여 우수관거 개선사업 전, 후의 통수능력을 비교검토하였으며, 도림천 중류 지역의 난곡사거리 구간과 마찬가지로 간선저류지 설치로 인한 우수유출저감효과 검토를 위하여 길동 유역 주요 간선관거 중 맨홀의 역류가 발생한 지역 중 강동역 구간과 명성교회 구간을 대상구간으로 선정하여 간선저류지의 규모, 위치, 개수에 따른 침수저감효과를 분석하였다. 검토 방법은 도림천 중류의 난곡사거리 구간과 동일하게 간선저류지 규모에 따른 검토는 간선저류지의 용량을 최소 1,000m^3 ~ 최대 3,000m^3 으로 설정하여 연구를 진행하였으며, 간선저류지의 개수는 미설치부터 최대 3개까지 설치하는 것을 가정하여 연구를 진행하였다. 간선저류지의 위치에 따른 검토는 명성교회 구간 및 강동역 구간을 중심으로 맨홀의 역류가 발생하는 구간, 역류가 발생하는 구간의 상류지점, 역류가 발생하는 구간의 하류지점을 대상지점으로 선정하여 연구를 진행하였다. 우수유출저감효과 분석을 위한 적용강우는 빈도 30년, 지속시간 120분의 총 강우량 90㎜ 강우를 적용하였다. 또한 저류지 허용용량 초과에 따른 수리현상은 고려하지 않았다.

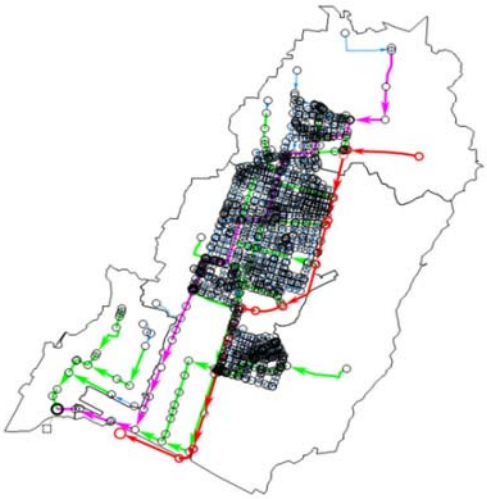
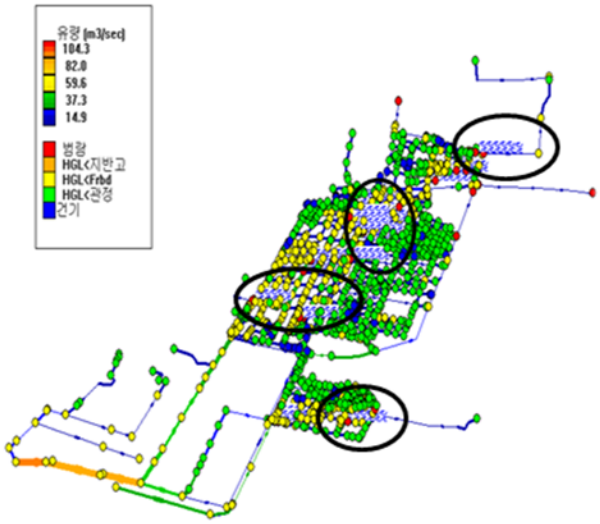
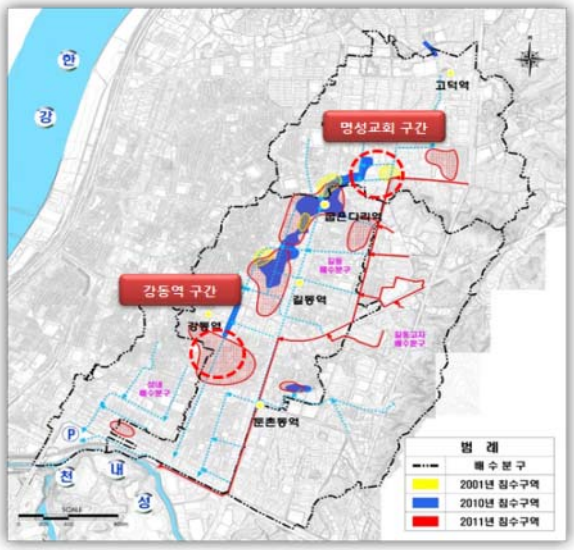


그림 2-3-69 길동 유역 XP-SWMM 입력자료 구성



XP-SWMM 모의



모의 대상구간

그림 2-3-70 길동 유역 침수지역 모의

표 2-3-46 간선저류지 규모에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교(명성교회)

구 분		최대유량 (m^3/s)	맨홀 역류량 (m^3)
증감(%)	미설치	24.78	9511.20
		100	100
	1,000m^3	24.75	7867.97
		99.81(-0.19)	82.72(-17.28)
	2,000m^3	24.70	6719.76
		99.60(-0.40)	70.65(-29.35)
	3,000m^3	24.58	5626.28
		99.12(-0.88)	59.15(-40.85)

길동 유역 주요 간선관거 중 위의 그림과 같이 과거에 침수가 발생하였던 침수구역 중 명성교회 구간과 강동역 구간을 간선저류지 설치로 인한 우수유출저감효과 분석을 위한 대상구간으로 선정하여 연구를 진행하였다. 간선저류지 설치에 따른 관거 내 최대유량 변화 및 맨홀 역류량 변화를 검토하였다.

길동 유역 명성교회 구간을 대상으로 간선저류지 규모에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 규모가 늘어남에 따라 해당 구간의 맨홀 역류량이 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 규모가 1,000㎥ 일 경우는 맨홀 역류량이 17.28% 감소하였으며, 2,000㎥ 일 경우 29.35%m 3,000㎥ 일 경우에 맨홀 역류량이 최대 40.85% 감소하는 것으로 분석되었다.

표 2-3-47 간선저류지 개수에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교(명성교회)

구 분		최대유량 (㎥/s)	맨홀 역류량 (㎥)
증감(%)	미설치	24.78	9511.20
		100	100
	1개	24.75	7867.97
		99.81(-0.19)	82.72(-17.28)
	2개	24.61	7077.05
		99.25(-0.75)	74.41(-25.59)
	3개	24.50	6206.01
		98.79(-0.21)	65.25(-35.75)

간선저류지 개수에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 개수가 늘어남에 따라 해당 구간의 맨홀 역류량이 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 설치개수가 1개일 경우에는 17.28% 감소하는 것으로 검토되었으며, 2개일 경우에는 25.59%, 3개일 경우에는 35.75% 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 규모가 3,000㎥ 일 경우와 간선저류지의 개수가 3개일 경우의 간선저류지의 총 용량은 같으나 설치위치가 상류, 맨홀 역류구간, 하류구간에 각각 설치되었으므로 단일위치에 규모를 크게 설치하였을 경우가 우수유출저감효과가 더 크게 나타난 것으로 사료된다.

표 2-3-48 간선저류지 설치위치에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교(명성교회)

구 분		최대유량 (㎥/s)	맨홀 역류량 (㎥)
증감(%)	상류	24.43	8311.07
		98.71(-1.29)	105.63(5.63)
	맨홀 역류구간	24.78	7867.97
		100	100
	하류	24.81	8582.59
		100.24(0.24)	109.08(9.08)

간선저류지 설치위치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 맨홀 역류구간에 설치하였을 경우 우수유출저감효과가 가장 큰 것으로 검토되었다. 맨홀 역류구간에 설치했을 때를 기준으로 상류에 설치하였을 경우에는 맨홀 역류구간보다 맨홀 역류량이 5.63% 증가하였으며, 하류구간에 설치하였을 경우에는 맨홀 역류구간보다 맨홀 역류량이 9.08% 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 간선저류지의 설치위치는 맨홀 역류구간에 설치하였을 경우 우수유출저감효과가 가장 큰 것으로 나타났다.

길동 유역 상류에 위치한 명성교회 구간에 대한 간선저류지 설치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 규모 증가에 따라 미설치시에 비해 맨홀 역류량이 최대 40.85% 감소하는 것으로 나타났으며, 위치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 맨홀 역류구간에 간선저류지를 설치하였을 경우 다른 설치위치에 비해 맨홀 역류량이 가장 크게 감소하는 것으로 나타났다.

표 2-3-49 간선저류지 규모에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교(강동역)

구 분		최대유량 (㎥/s)	맨홀 역류량 (㎥)
증감(%)	미설치	43.138	25,686.21
		100	100
	1,000㎥	43.711	21,786.97
		101.33(1.33)	84.82(-15.18)
	2,000㎥	43.706	20,152.7
		99.86(-0.14)	78.46(-21.54)
	3,000㎥	43.940	19,417.49
		101.86(1.86)	75.59(-24.41)

길동 유역 강동역 구간을 대상으로 간선저류지 규모에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 규모가 늘어남에 따라 해당 구간의 맨홀 역류량이 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 규모가 1,000㎥ 일 경우는 맨홀 역류량이 15.18% 감소하였으며, 2,000㎥ 일 경우 21.54%m 3,000㎥ 일 경우에 맨홀 역류량이 최대 24.41% 감소하는

것으로 분석되었다.

표 2-3-50 간선저류지 개수에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교(강동역)

구 분		최대유량 (㎥/s)	맨홀 역류량 (㎥)
증감(%)	미설치	43.138	25,686.21
		100	100
	1개	43.711	21,786.97
		101.33(1.33)	84.82(-15.18)
	2개	42.825	20,152.71
		99.27(-0.73)	84.09(-15.91)
	3개	43.025	20,912.78
		99.74(-0.26)	81.42(-18.58)

간선저류지 개수에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 개수가 늘어남에 따라 해당 구간의 맨홀 역류량이 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 설치개수가 1개일 경우에는 15.18% 감소하는 것으로 검토되었으며, 2개일 경우에는 15.91%, 3개일 경우에는 18.58% 감소하는 것으로 나타났다. 간선저류지의 규모가 3,000㎥ 일 경우와 간선저류지의 개수가 3개일 경우의 간선저류지의 총 용량은 같으나 설치위치가 상류, 맨홀 역류구간, 하류구간에 각각 설치되었으므로 단일위치에 규모를 크게 설치하였을 경우가 우수유출저감효과가 더 크게 나타난 것으로 사료된다.

표 2-3-51 간선저류지 설치위치에 따른 최대유량, 맨홀 역류량 비교(강동역)

구 분		최대유량 (㎥/s)	맨홀 역류량 (㎥)
증감(%)	상류	42.861	25,361.71
		98.06(-1.94)	116.41(16.41)
	맨홀 역류구간	43.711	21,786.97
		100	100
	하류	43.153	24,653.52
		101.29(1.29)	113.16(13.16)

간선저류지 설치위치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 맨홀 역류구간에 설치하였을 경우 우수유출저감효과가 가장 큰 것으로 검토되었다. 맨홀 역류구간에 설치했을 때를 기준으로 상류에 설치하였을 경우에는 맨홀 역류구간보다 맨홀 역류량이 16.41% 증가하였으며, 하류구간에 설치하였을 경우에는 맨홀 역류구간보다 맨홀 역류량이

13.16% 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 간선저류지의 설치위치는 맨홀 역류구간에 설치하였을 경우 우수유출저감효과가 가장 큰 것으로 나타났다.

길동 유역 중류에 위치한 강동역 구간에 대한 간전저류지 설치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 간선저류지의 규모 증가에 따라 미설치시에 비해 맨홀 역류량이 최대 24.41% 감소하는 것으로 나타났으며, 위치에 따른 우수유출저감효과 분석 결과 맨홀 역류구간에 간선저류지를 설치하였을 경우 다른 설치위치에 비해 맨홀 역류량이 가장 크게 감소하는 것으로 나타났다.

유역의 중·하류에 위치한 강동역 구간의 경우 규모 및 개수 변화에 따른 우수유출저감효과가 상류에 위치한 명성교회 구간에 비해 비교적 작은 것으로 나타났다.

도림천 중류지역 및 길동유역의 간선저류지 설치로 인한 침수저감효과 분석결과 간선저류지 개수의 증가 및 맨홀 역류구간 설치시 가장 큰 효과를 나타내는 것으로 나타났다. 도림천 중류지역의 경우 펌프장 운영 및 우수유출저감시설의 미고려로 유역의 홍수량이 크게 나타나 대상구간의 우수유출저감효과가 미미하게 나타난 것으로 사료되며, 길동유역의 경우 성내펌프장의 운영조건을 고려하였으며, 길동고지수로의 영향으로 시내를 관통하는 우수관거의 부담이 줄어들어 도림천 중류지역에 비해 비교적 적은 홍수량을 대상으로 분석을 실시하여 우수유출저감효과가 도림천에 비해 크게 나타난 것으로 사료된다. 간선저류지의 우수유출저감효과는 우수의 유입이 가중되는 유역의 중,하류구간에 비해 상대적으로 우수의 유입량이 작은 상류구간에서 효과가 더 큰 것으로 사료되며, 도림천 중류지역의 분석시 펌프장 운영 및 우수유출저감시설 등을 고려한 분석이 필요한 것으로 판단된다.

라) 4차년도 연구수행 결과

4차년도 연구에서는 도심지 침수모의 시에 과부하 맨홀에서의 손실에 의하여 발생하는 침수면적의 변화를 고려할 수 있으며, 1세부에서 개발하고 있는 침수예측 시스템의 기초자료를 제공하기 위하여 관거의 유입유량 변화에 따른 과부하 맨홀에서의 손실계수 산정식 및 침수 저감을 위한 인버트 설치에 따른 손실계수의 산정이 필요하였으며, 시범구역인 도림천 전체 유역 합류맨홀의 맨홀직경(D)과 연결관경(d) 조사 결과를 토대로 맨홀크기와 관경의비(D/d)가 1.5 ~ 3.0 까지 설치되어 있음을 고려하여 D/d의 변화에 따른 손실계수를 분석하였다. 따라서 유입유량비가 다양하게 구성된 4방향 합류맨홀의 수치모의를 통해 3차년도 수리실험에서 선정된 좌·우 유입유량이 동일하다는 제한된 조건이 갖고 있는 한계를 확인하였으며, 이를 극복하기 위해 맨홀의 유입유량비를 다양하게 구성한 40case의 실험조건을 적용한 수리실험을 수행하였다. 실험 결과를 기초로 하여 4방향 합류맨홀의 손실계수 범위도를 작도 하였으며 통계분석을 통해 모든 유입유량비 조건에 따른 합류맨홀의 손실계수를 산정할 수 있는 손실계수 산정식을 제시하였다. 이는 기본맨홀 뿐만 아니라 3차년도에서 도출된 개선형 인버트가 적용된 합류맨홀에서도 동일하게 수행되었다.

(1) 관경비(D/d) 변화에 따른 손실계수 분석

D/d 변화에 따른 손실계수를 산정하고 이를 분석하기 위하여 실제 수리실험을 수행하였다. 도림천 유역의 조사 결과 D/d 가 1.5 ~ 3.0 까지 분포하고 있음을 확인하여 3차년도에는 D/d - 3.0인 경우의 손실계수를 산정하였으므로, 4차년도에는 D/d - 1.5, 2.0, 2.5인 맨홀을 표 2-3-52와 같이 제작하였으며, 실험 조건은 3차년도 수리실험에서 총유출유량(2, 3, 4, 4.8ℓ/s)의 변화에 따른 손실계수의 변화가 거

의 없는 것으로 판단하여 각 관에서 1ℓ/s의 유입량을 갖는 실험조건을 선정하려고 하였으나, D/d - 1.5인 경우 main관과 out관의 관경이 120mm로 해당 조건에서 과부하상태를 만족시키지 못하여 3차년도 실험조건 중 각 관에서 1.6ℓ/s, 총 유출유량 4.8ℓ/s의 조건이 적합하다고 판단하였다. 각 관에서 1.6ℓ/s의 유량이 유입되는 경우 60mm 관에서 관 유속이 0.57 m/s로 이 유속을 기준으로 관경 변화실험에서 모든 유입관의 유입유속을 0.57 m/s로 환산한 표 2-3-53과 같은 조건을 선정하였으며, 해당 실험결과는 그림 2-3-70과 같다.

표 2-3-52 관경변화에 따른 맨홀 모형

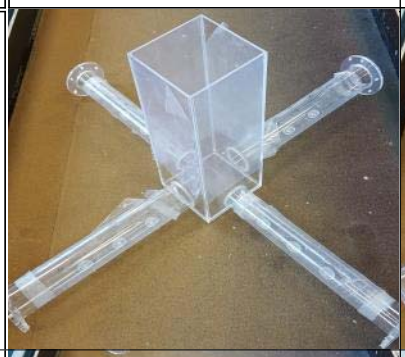
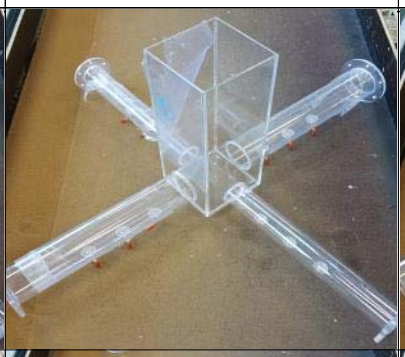
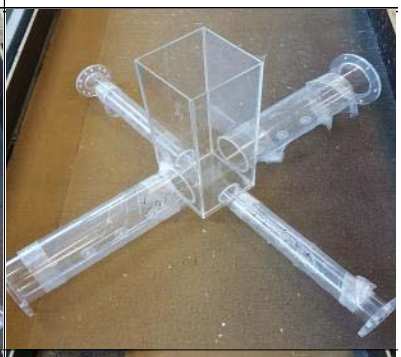
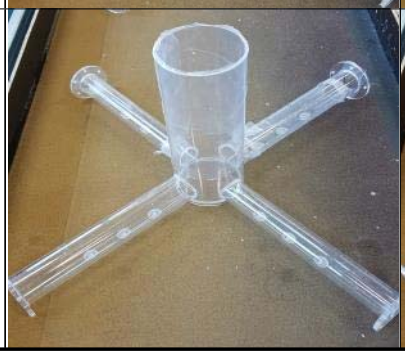
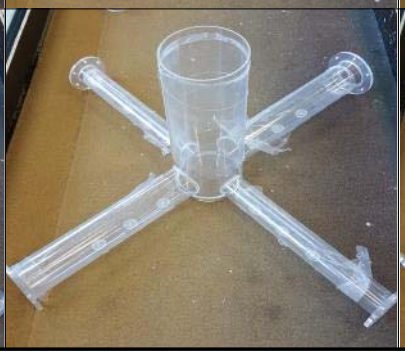
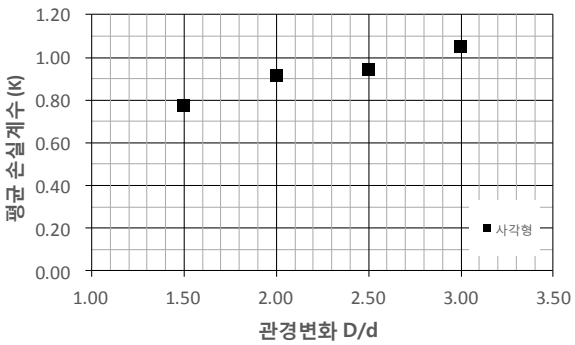
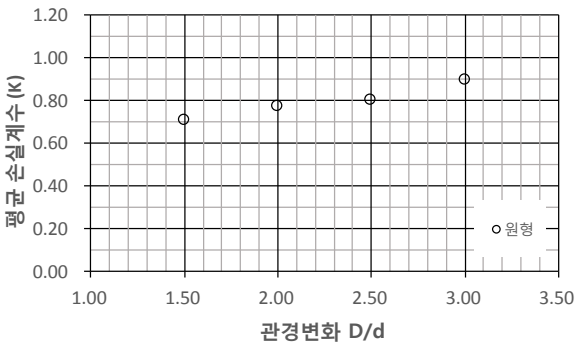
D/d	2.5	2.0	1.5
사각형 맨홀			
원형 맨홀			

표 2-3-53 관경변화에 따른 실험조건

D/d	연결관 관경				연결관 유량				연결관 유속	
	주흐름관	측면a	측면b	유출관	주흐름관	측면a	측면b	유출관	유입유속	유출유속
3.0	60mm	60mm	60mm	60mm	1.6 ℓ/s	1.6 ℓ/s	1.6 ℓ/s	4.8 ℓ/s	0.57 m/s	1.70 m/s
2.5	72mm	60mm	60mm	72mm	2.5 ℓ/s	1.6 ℓ/s	1.6 ℓ/s	5.7 ℓ/s	0.57 m/s	1.30 m/s
2.0	90mm	60mm	60mm	90mm	3.6 ℓ/s	1.6 ℓ/s	1.6 ℓ/s	6.8 ℓ/s	0.57 m/s	1.01 m/s
1.5	120mm	60mm	60mm	120mm	6.4 ℓ/s	1.6 ℓ/s	1.6 ℓ/s	9.6 ℓ/s	0.57 m/s	0.84 m/s



【사각형 맨홀】



【원형 맨홀】

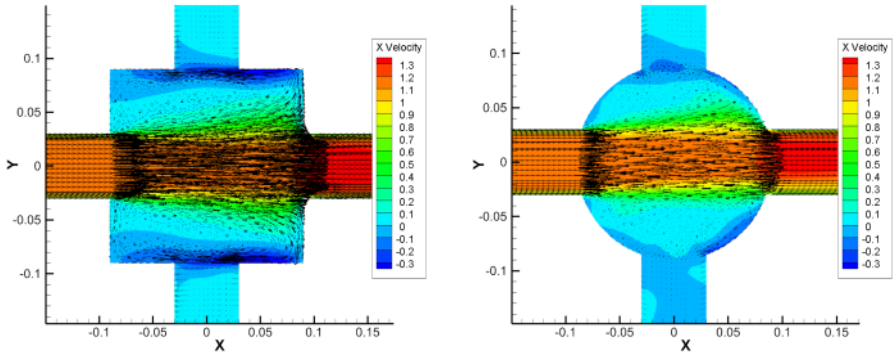
그림 2-3-71 관경변화에 따른 손실계수

(2) 수치모의를 통한 맨홀 흐름 분석

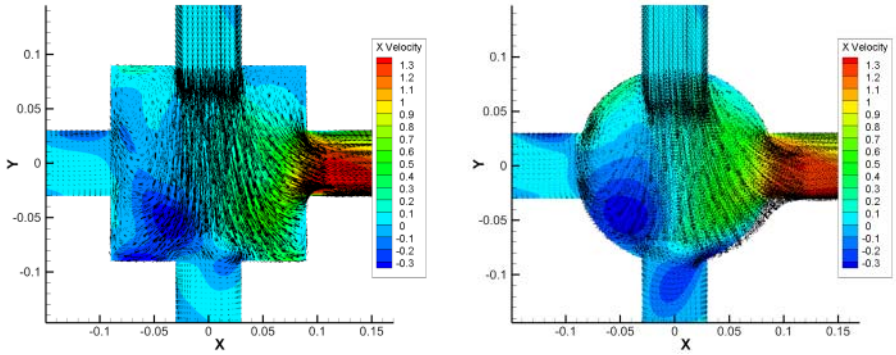
(가) 유입유량비 변화에 따른 맨홀 흐름

3차년도 수리실험에서는 좌·우 유입유량을 동일하게 구성한 뒤 측면유입유량의 합과 직선유입유량의 비(Q_m/Q_{lat})를 바꾼 제한된 조건에서의 실험만 수행되었다. 실제 4방향 합류맨홀의 경우 3개의 유입관에서 다양한 유입유량이 유입되어 맨홀 내에서 보다 복잡한 흐름을 형성한다. 이러한 흐름의 변화는 수리실험을 통해 시각적으로 관찰하는데 한계가 있어 수치모의를 통하여 확인하였다. 수치모의는 인버트가 적용되지 않은 기본 합류맨홀의 유입유량비 조건을 다양하게 구성하였으며 맨홀 형상에 따른 흐름의 변화를 확인하기 위하여 사각형 맨홀과 원형 맨홀에 대하여 각각 모의되었다. 각 유입유량비 구성에 따른 X-Y 평면 벡터도는 그림 2-3-72, X-Z 평면 단면도는 그림 2-3-73에 나타내었다.

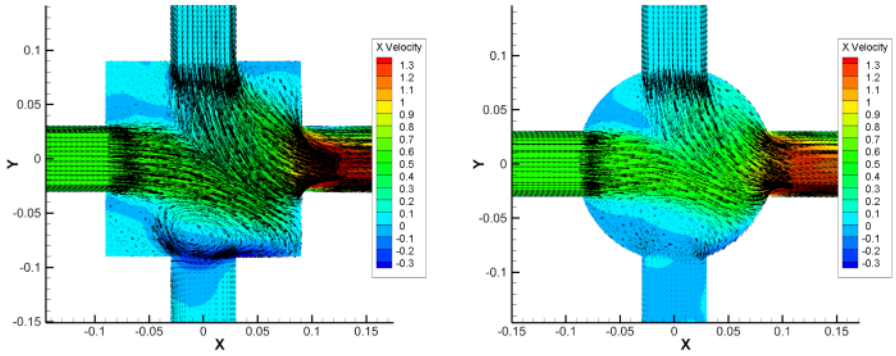
수치모의 결과 직선유입유량으로만 구성된 중간맨홀의 유입유량비 구성(그림 2-3-72(a))에서 가장 원활한 배수와 유속이 나타났으며, 직선유입유량의 유입비가 줄어들고 측면 유입유량의 유입비가 증가함에 따라 맨홀 내 사수역이 증가하며 흐름이 유출관이 아닌 맨홀 벽면을 향해 유입되어 복잡한 흐름이 구성되는 것을 확인하였다. 맨홀 형상(사각형 및 원형)에 따른 흐름의 변화를 비교한 결과 맨홀의 형상과 관계없이 비슷한 양상으로 한 쪽 측면유입이 100% 유입되는 90° 맨홀의 유입 조건(그림 2-3-72(b))에서 반대쪽 맨홀 모서리 부분에 가장 넓은 사수역이 발생하고 원활한 배수가 되지 않는 것을 알 수 있었다. 하지만 좌·우 측면 유입유량이 각각 50%씩 동일하게 유입되는 조건(그림 2-3-72(d))에서는 사각형 맨홀의 경우 양 측면 유입유량이 맨홀 가운데에서 상충하여 유출관으로의 흐름이 형성되었으나, 원형 맨홀의 경우 양 측면 유입유량이 맨홀의 원형 벽면을 따라 와를 형성하며 사각형 맨홀에 비해 좀 더 넓은 사수역이 생기고 유출부로의 흐름 유도가 되지 않는 것을 알 수 있었다. 이러한 현상은 X-Z 단면 벡터도의 그림 2-3-73(d)에서 맨홀 중심을 기준으로 사각형 맨홀은 유출부 방향으로 유속이 높게 발생하고 반대편 방향으로 비교적 낮은 유속이 발생되었으나 원형 맨홀의 경우 전반적으로 유속은 빠르게 형성되었지만 유출부 방향으로는 사각형 맨홀보다 낮은 유속이 형성된 것을 보면 좀 더 명확하게 알 수 있다.



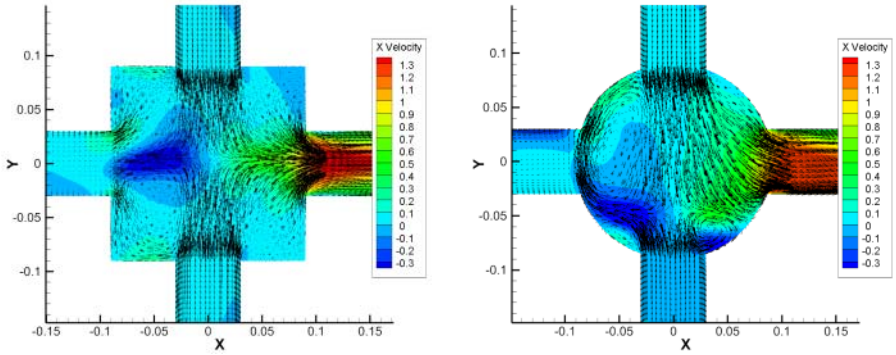
(a) Main inlet flow rate ratio 100%



(b) Lateral_A inlet flow rate ratio 100%

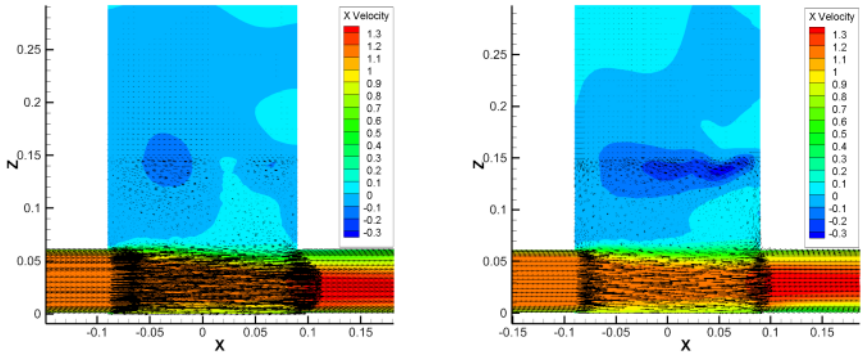


(c) Main and Lateral_A inlet flow rate ratio 50% respectively

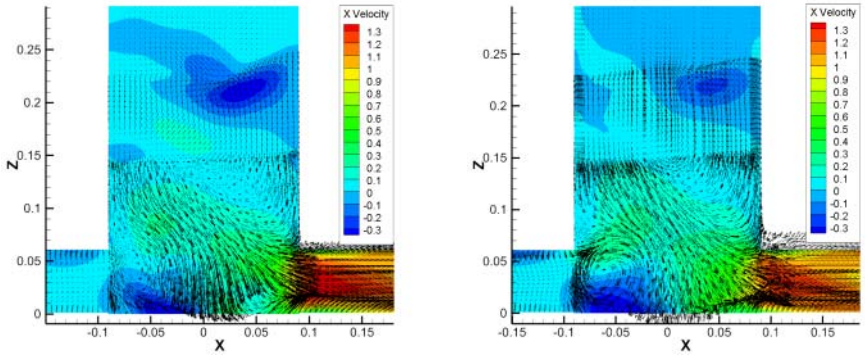


(d) Lateral_A and Lateral_B inlet flow rate ratio 50% respectively

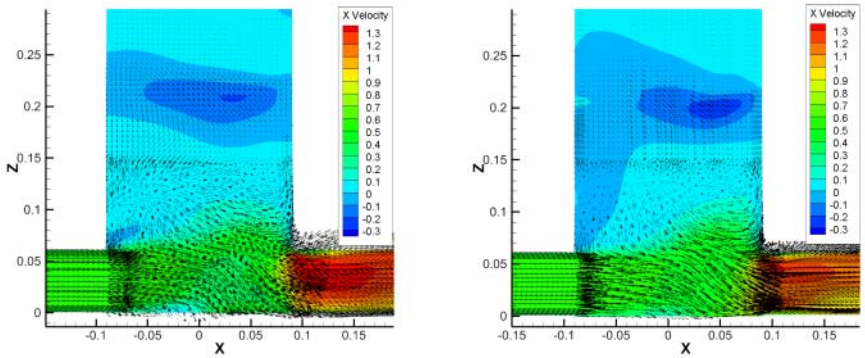
그림 2-3-72 유입유량비 변화에 따른 맨홀 내 흐름 수치모의
(X-Y 평면 벡터도)



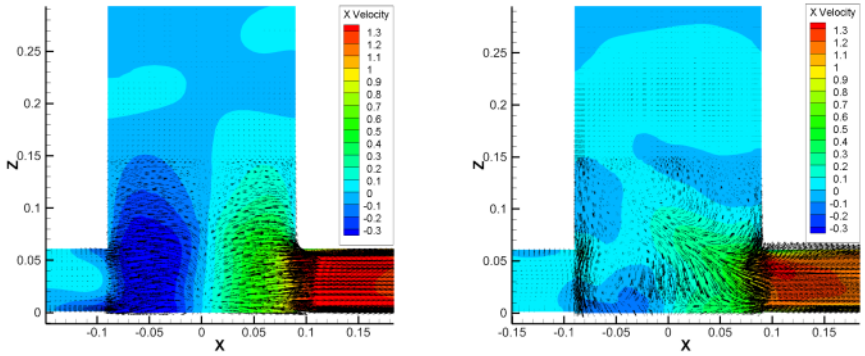
(a) Main inlet flow rate ratio 100%



(b) Lateral_A inlet flow rate ratio 100%



(c) Main and Lateral_A inlet flow rate ratio 50% respectively



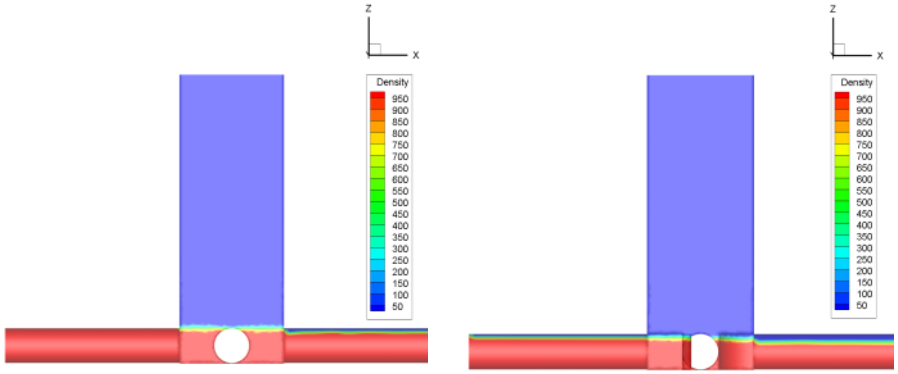
(d) Lateral_A and Lateral_B inlet flow rate ratio 50% respectively

그림 2-3-73 유입유량비 변화에 따른 맨홀 내 흐름 수치모의
(X-Z 단면 벡터도)

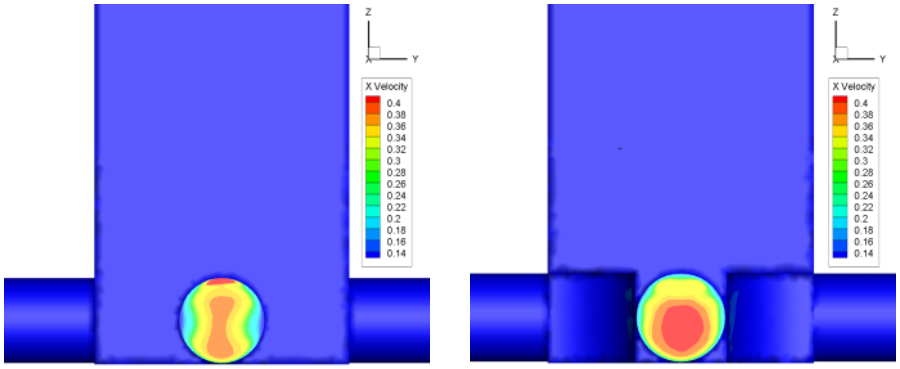
(나) 과부하 되지 않은 개수로 흐름 맨홀에서의 인버트 효과 분석

3차년도에 제시된 인버트가 과부하 상태가 아닌 평상시 개수로 상태에서도 그 효과가 나타나는지 확인하기 위하여 수치모의를 수행하였다. 본 연구에서 적용한 각 관에서 1ℓ/s의 유입유량, 총 유출유량 3ℓ/s의 조건으로는 개수로 조건의 맨홀을 구성할 수 없어 각 관에서 0.25ℓ/s의 유입유량이 유입되어 총 유출유량 0.75ℓ/s인 조건을 선정하였으며 그 결과는 그림 2-3-74에서 X-Z 단면의 맨홀 수심 및 Y-Z 단면의 유출부 관내 유속분포를 통해 확인하였다.

수치모의 결과 동일 조건에서 인버트가 설치된 맨홀의 경우 보다 원활한 배수가 이루어져 과부하 상태가 아닌 개수로 흐름을 나타내고 있으나, 인버트가 설치되지 않은 맨홀의 경우 내부에서 발생한 에너지 손실에 의해 배수가 원활하게 이루어지지 못하고 과부하 상태로 변하는 것을 알 수 있었다. 또한 Y-Z 단면으로 확인한 유출부 관내의 유속분포 역시 인버트가 설치된 합류맨홀에서 보다 빠른 유속이 발생하였다.



(a) X-Z plane 수심비교



(b) Y-Z plane 유출관내 유속분포 비교

무인버트 사각형 합류맨홀　　ㅁ인버트 사각형 합류맨홀

그림 2-3-74 평상시 맨홀내 인버트 효과 분석

(3) 유입유량비 변화에 따른 수리실험

(가) 수리실험 조건선정

실제로 발생하는 다양한 유입유량 변화에 따른 4방향 합류맨홀에서의 손실계수를 산정하기 위하여 D/d - 3.0인 기본 실험 장비 제원에서 3방향 유입관의 유량을 10% 비율로 세분화한 40case 의 실험조건을 선정하고, 맨홀형상(사각형,원형) 및 인버트 설치 유무를 고려하여 총 160case의 수리실험을 실시하였다. 해당 유입유량 변화에 따른 실험조건은 표 2-3-54와 같다. 각각의 case에 따른 세부적인 실험 조건은 그림 2-3-75와 같다.

표 2-3-54 유입유량 변화에 따른 실험조건

case	Discharge (ℓ /s)			Inlet Flow Rate		
	Q_m	Q_a	Q_b	q_m	q_a	q_b
1	0.0	0.0	3.0	0%	0%	100%
2	0.0	0.3	2.7	0%	10%	90%
3	0.0	0.6	2.4	0%	20%	80%
4	0.0	0.9	2.1	0%	30%	70%
5	0.0	1.2	1.8	0%	40%	60%
6	0.0	1.5	1.5	0%	50%	50%
7	0.3	0.0	2.7	10%	0%	90%
8	0.3	0.3	2.4	10%	10%	80%
9	0.3	0.6	2.1	10%	20%	70%
10	0.3	0.9	1.8	10%	30%	60%
11	0.3	1.2	1.5	10%	40%	50%
12	0.3	1.4	1.4	10%	45%	45%
13	0.6	0.0	2.4	20%	0%	80%
14	0.6	0.3	2.1	20%	10%	70%
15	0.6	0.6	1.8	20%	20%	60%
16	0.6	0.9	1.5	20%	30%	50%
17	0.6	1.2	1.2	20%	40%	40%
18	0.9	0.0	2.1	30%	0%	70%
19	0.9	0.3	1.8	30%	10%	60%
20	0.9	0.6	1.5	30%	20%	50%

case	Discharge (ℓ /s)			Inlet Flow Rate		
	Q_m	Q_a	Q_b	q_m	q_a	q_b
21	0.9	0.9	1.2	30%	30%	40%
22	0.9	1.1	1.1	30%	35%	35%
23	1.2	0.0	1.8	40%	0%	60%
24	1.2	0.3	1.5	40%	10%	50%
25	1.2	0.6	1.2	40%	20%	40%
26	1.2	0.9	0.9	40%	30%	30%
27	1.5	0.0	1.5	50%	0%	50%
28	1.5	0.3	1.2	50%	10%	40%
29	1.5	0.6	0.9	50%	20%	30%
30	1.5	0.8	0.8	50%	25%	25%
31	1.8	0.0	1.2	60%	0%	40%
32	1.8	0.3	0.9	60%	10%	30%
33	1.8	0.6	0.6	60%	20%	20%
34	2.1	0.0	0.9	70%	0%	30%
35	2.1	0.3	0.6	70%	10%	20%
36	2.1	0.5	0.5	70%	15%	15%
37	2.4	0.0	0.6	80%	0%	20%
38	2.4	0.3	0.3	80%	10%	10%
39	2.7	0.0	0.3	90%	0%	10%
40	3.0	0.0	0.0	100%	0%	0%

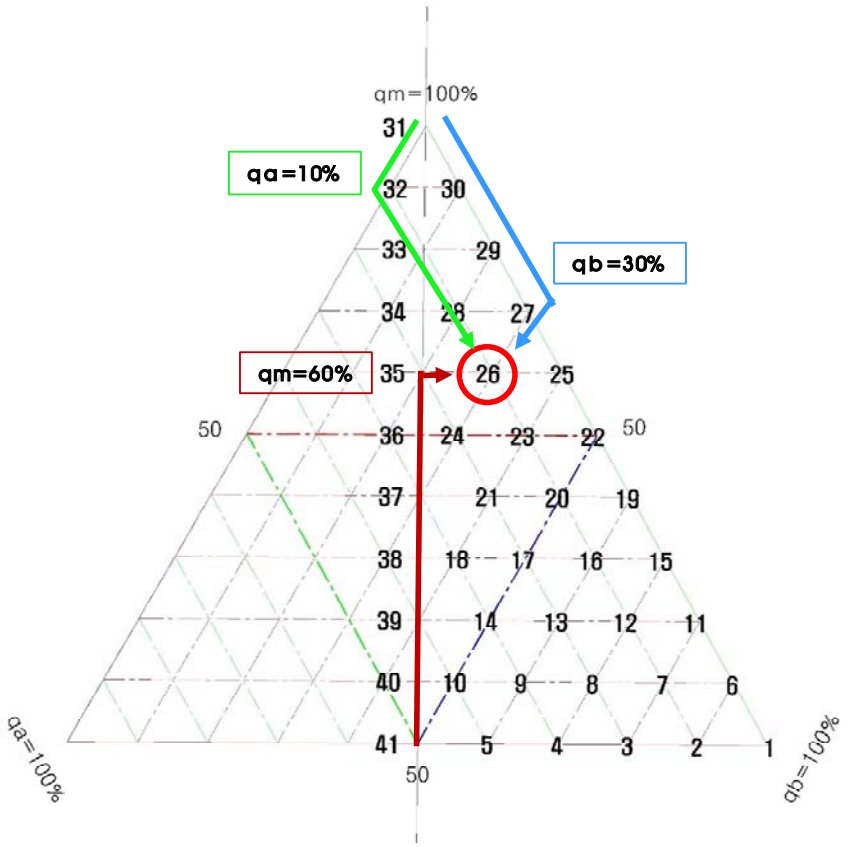


그림 2-3-75 유량변화 조건에 따른 수리실험 CASE

26 case의 경우 주흐름관의 유량(qm) 60%, 측면a관의 유량(qa) 10%, 측면b관의 유량(qb) 30% 총 합 100% 유량 3ℓ/s 의 조건이며, 측면 a관과 측면 b관의 경우 좌우 대칭이므로 한쪽을 기준으로 실험조건을 선정하였다.

그림 2-3-76는 유입관의 유입유량과 유출유량의 관계 변화에 따른 맨홀의 분류를 나타낸 것이다. 각 유입관의 유입유량비에 따라서 한 개의 주 유입관의 유입유량과 유출유량으로 형성된 중간맨홀(그림 2-3-76(a)), 한 개의 측면 유입관의 유입유량과 유출유량으로 형성된 90° 접합맨홀(그림 2-3-76(b)), 한 개의 주 유입관의 유입유량과 한 개의 측면 유입관의 유입유량으로 형성되는 3방향(T형) 합류맨홀(그림 2-3-76(c)), 좌·우 측면 유입관의 유입유량으로 형성된 3방향(T형) 합류맨홀(그림 2-3-76(d)), 그리고 한 개의 주 유입관의 유입유량과 좌·우 측면 유입관의 유입유량으로 형성되는 4방향 합류맨홀(그림 2-3-76(e))의 다양한 맨홀의 흐름조건을 나타내며 본 연구에서는 이를 모두 반영한 분석이 가능하였다.

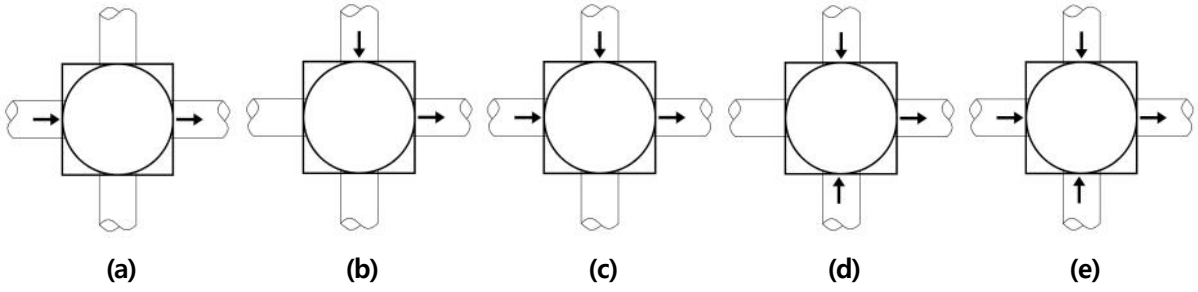
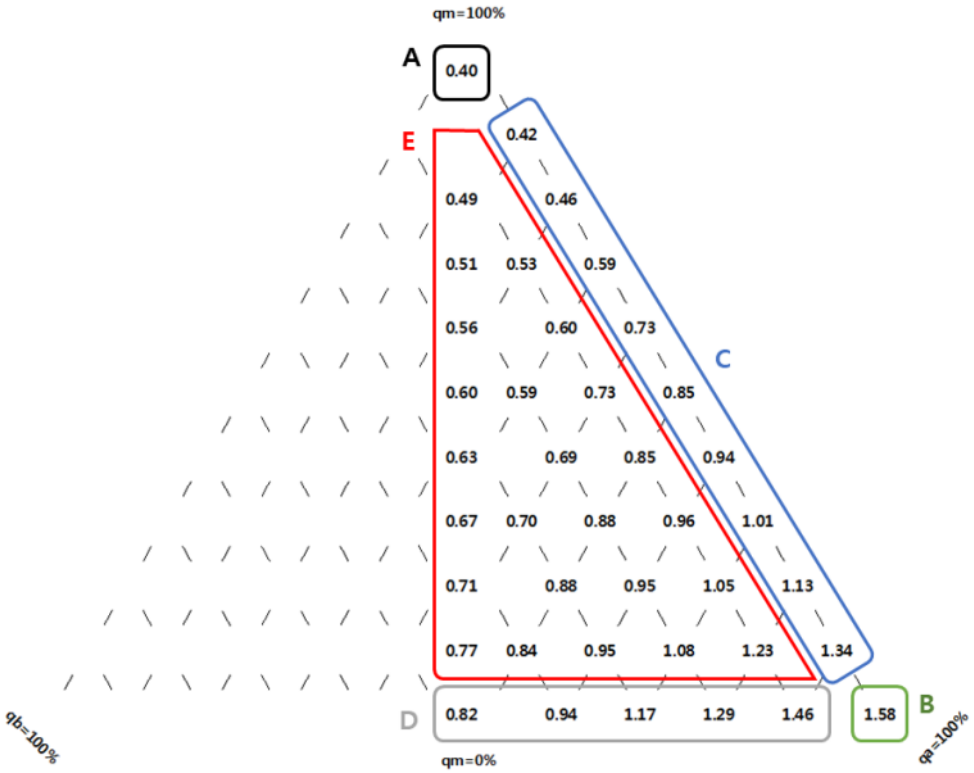


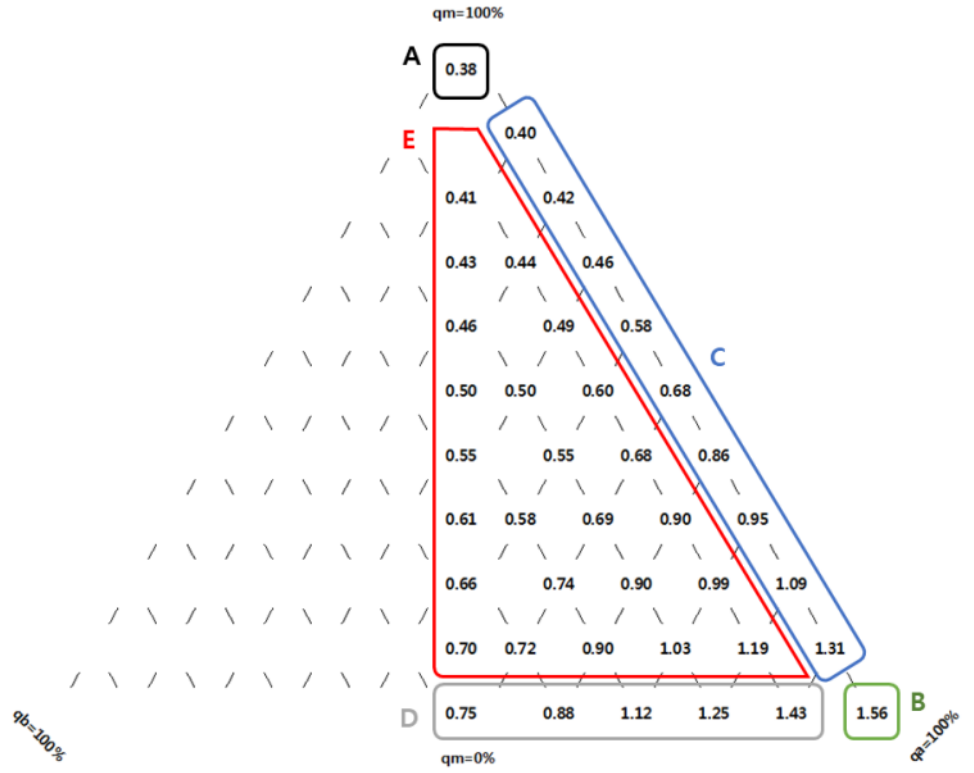
그림 2-3-76 유입유량비 구성에 따른 맨홀 내 흐름

(나) 유입유량비 변화에 따른 손실계수 분석

맨홀의 손실계수 산정 결과는 그림 2-3-77과 같이 관측되며, 맨홀의 형상 및 인버트 유무에 따른 전체의 손실계수에 해당 실험결과는 그림 2-3-78과 같다.



무인버트 사각형 합류맨홀



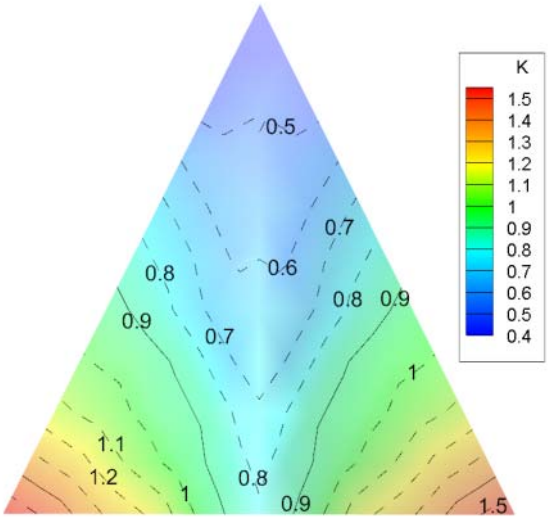
무인버트 원형 합류맨홀

그림 2-3-77 무인버트 합류맨홀 손실계수 관측결과

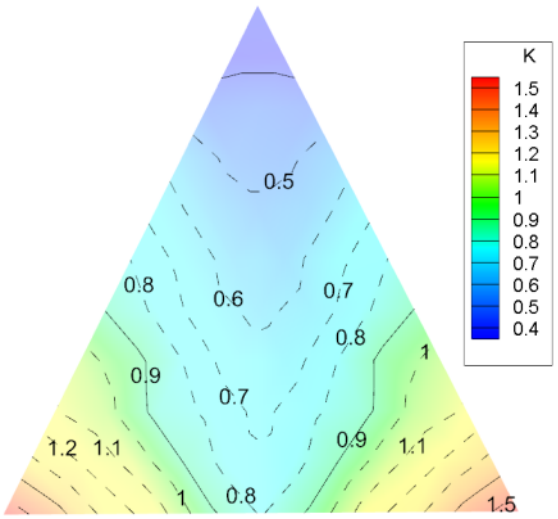
그림 2-3-77에서 A는 그림 2-3-76(a)와 같은 중간맨홀의 손실계수로 사각형맨홀 0.40과 원형맨홀 0.38로 산정되었으며, B는 그림 2-3-76(b)와 같은 90° 접합맨홀에서

의 손실계수로 사각형맨홀 1.58, 원형맨홀 1.56으로 산정되었다. 그림 2-3-77의 C는 그림 2-3-76(c)와 같은 주 유입관거와 측면 유입관거로 구성되는 T형 합류맨홀의 손실계수로 사각형 합류맨홀은 0.42～1.34의 범위로 산정되었으며 원형 합류맨홀은 0.40～1.31의 범위로 산정되었다. 그림 2-3-76(c)와 같은 T형 합류맨홀에서 산정된 손실계수는 측면 유입유량이 증가할수록 손실계수가 증가하는 것으로 나타나고 있다. 또한 그림 2-3-77의 D는 그림 2-3-76(d)와 같은 좌·우 측면 유입관거로 구성되는 T형 합류맨홀의 손실계수로 사각형 합류맨홀 0.82～1.46, 원형 합류맨홀 0.75～1.43의 범위로 산정되었다. 그림 2-3-76(d)와 같은 T형 합류맨홀에서는 한 쪽의 측면 유입유량이 다른 한 쪽 측면유량의 감소한 유량만큼 증가될수록 손실계수가 증가하는 것으로 나타났다. 그림 2-3-77의 E는 그림 2-3-76(e)와 같은 4방향 합류맨홀의 손실계수는 사각형 합류맨홀에서 0.49～1.23의 범위와 원형 합류맨홀에서 0.41～1.19로 산정되었다. 4방향 합류맨홀 중에서 양쪽의 측면 유입유량이 동일하게($Q_a = Q_b$) 증가하는 경우 사각형 합류맨홀은 0.49에서 0.77로 손실계수가 증가하였고, 원형 합류맨홀은 0.41에서 0.70으로 손실계수가 증가하였으며, 한 쪽의 측면 유입유량이 다른 한 쪽의 측면 유입유량 보다 클 경우에 손실계수가 보다 크게 산정되었다.

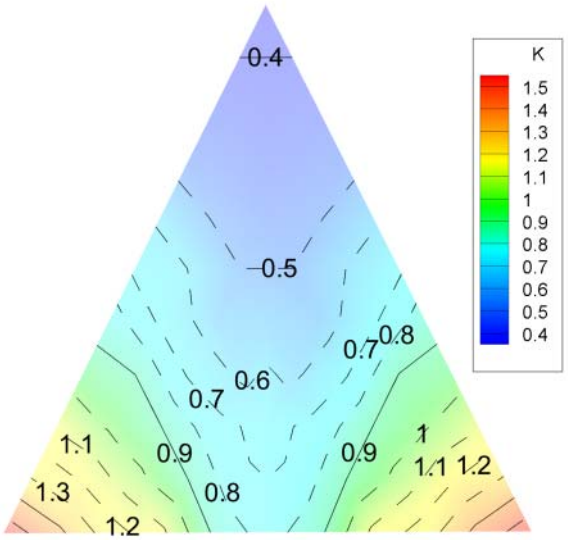
유입유량비 변화에 따른 손실계수는 주 유입관거의 유입유량이 측면 유입관거의 유입유량보다 클 경우에 4방향 합류맨홀에서의 에너지 손실은 비교적 적게 발생하기 때문에 손실계수의 범위가 0.4～0.8로 나타났으나, 측면 유입관거의 유입유량이 맨홀 내 흐름을 지배하는 경우에는 에너지 손실을 급격하게 발생시켜 손실계수의 범위가 0.8～1.6으로 상당히 높게 나타났다. 합류맨홀에서 맨홀형상조건(사각형, 원형)에 따른 전체 손실계수의 범위는 사각형맨홀 0.40에서 1.58과 원형맨홀 0.38에서 1.56으로 거의 동일한 범위의 손실계수가 산정되었다. 이는 중간맨홀이나 90° 접합맨홀과 같이 맨홀 내부의 흐름을 한 개의 유입 유량이 지배하는 경우 맨홀형상과 관계없이 맨홀 내에서 발생되는 횡방향 및 수직방향의 와 성분이 동일한 형태를 나타내기 때문이다.



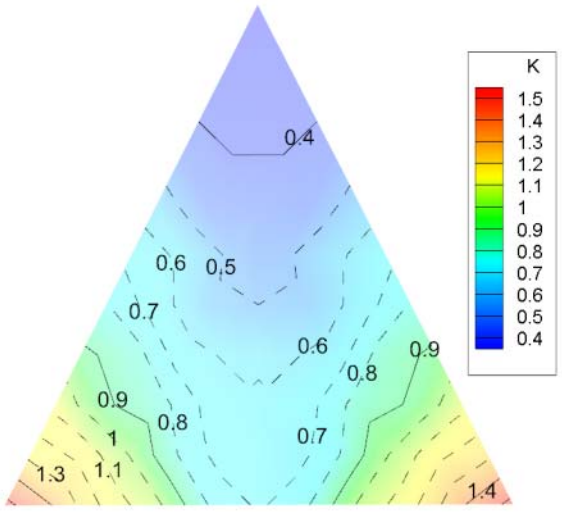
사각형 합류맨홀 무인버트



사각형 합류맨홀 ㅁ인버트



원형 합류맨홀 무인버트



원형 합류맨홀 ㅁ인버트

그림 2-3-78 유량변화에 따른 손실계수

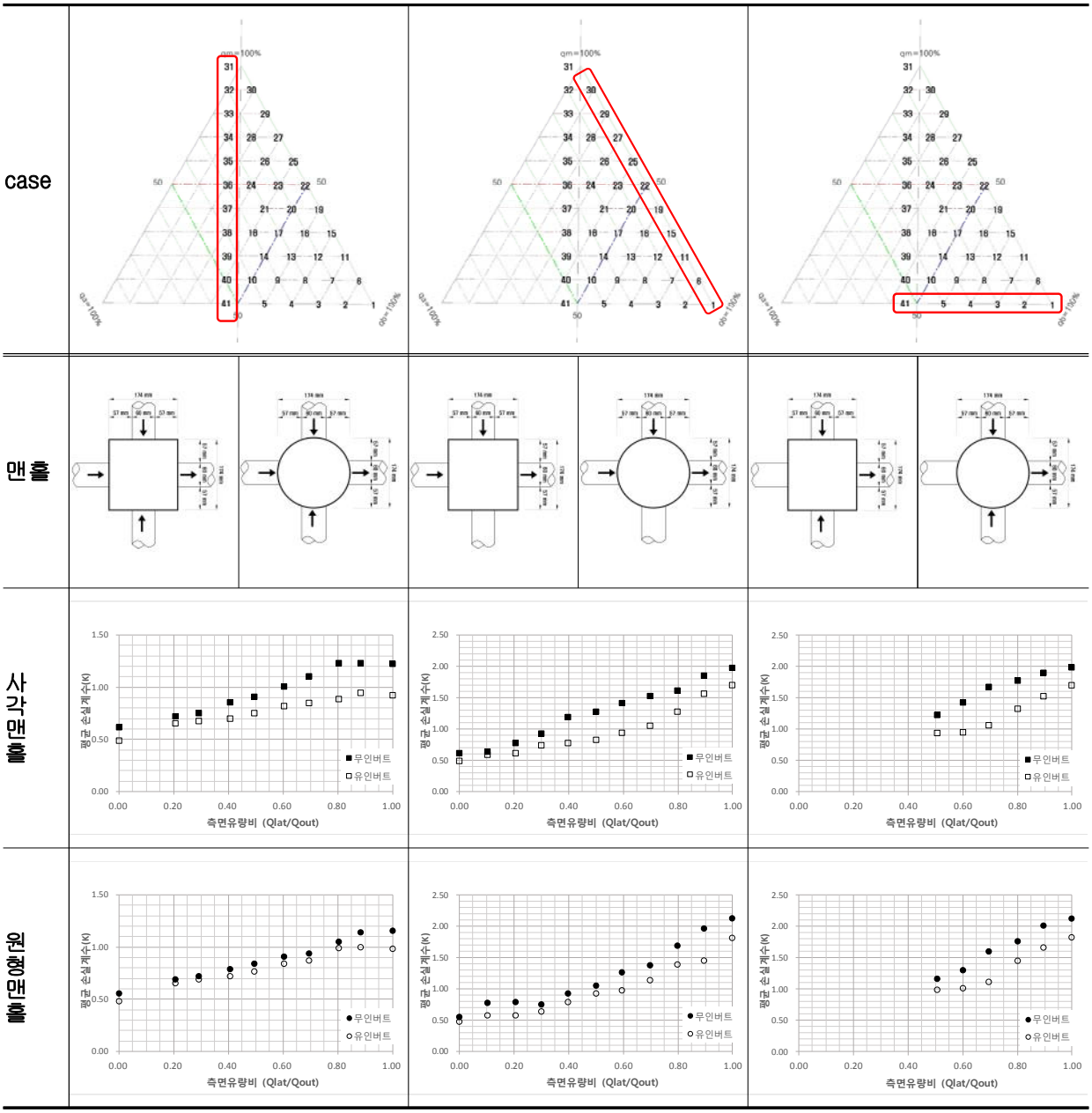
그림 2-3-77과 같이 주 유입관거의 유량비와 측면 유입관거의 유량비의 40개 조건에서 산정된 손실계수는 좌측과 우측의 측면 유입유량의 변화비가 동일하므로 그림 2-3-78과 같은 손실계수의 범위도 형태로 작도가 가능하다. 두 개 이상의 유량이 유입되는 합류맨홀의 유입유량조건에서는 맨홀형상조건에 따라 사각형 합류맨홀에서 원형 합류맨홀보다 최대 25% 정도 높은 손실계수가 산정되었으며, 평균적으로 약 13% 정도 높은 손실계수가 나타났다. 이는 사각형맨홀이 원형맨홀보다 맨홀유출부에서 횡방향와가 크게 발생하고 사각형 맨홀의 모서리부에서 발생하는 사수역의 범위가 크게 작용하여 에너지 손실이 크게 발생하며 원형 맨홀보다 유출부로의 흐름을 유도시키지 못하기 때문으로 판단된다.

그림 2-3-78과 같이 과부하 4방향 합류맨홀에서 각 유입관거의 유입유량 비에 따라 손실계수를 산정하고 손실계수의 범위도를 도식화한 것은 Wang et al.(1998)에 의해 처음으로 제시되었지만, Wang et al.(1998)의 경우 원형 4방향 원형합류맨홀에 인버트를 설치한 조건만을 고려한 손실계수의 범위도를

도시하여 인버트의 설치 비율이 다소 낮은 실제 맨홀에 직접적으로 적용하기에는 다소 무리가 있는 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서 제시하고 있는 그림 2-3-78과 같은 손실계수의 범위도는 서울시 도림천 지역을 시범유역으로 선정하여 조사한 현장 및 문헌 조사 결과를 반영하여 연구를 수행하였으므로 실제 우수관거 설계 및 침수해석에 직접적인 적용이 가능할 것으로 판단된다.

본 연구에서 도출된 4방향 합류맨홀에서의 산정된 손실계수는 표 2-3-58에서와 같이 3방향에서 유입되어 한 방향으로 유출되는 경우와 주 유입관과 한 개의 측면 유입관에 유입되어 유출관으로 유출되는 T형 합류 맨홀 및 두 개의 측면 유입관에서 유입되어 유출관으로 유출되는 T형 합류맨홀에서의 손실계수를 나타내고 있으며, ㅁ인버트는 모든 경우에서 손실계수를 저감하는 것으로 나타났다.

표 2-3-58 유입유량 구성별 손실계수



(다) 손실계수 산정식 통계분석

과부하 4방향 사각형 합류맨홀에서 각 유입관의 유입유량의 변화를 모두 고려한 손실계수 산정식을 도출하기 위하여 수리실험으로 산정된 70개의 손실계수를 기본자료로 구성하고 통계프로그램 R v3.4.1을 이용하였다. 통계프로그램 R은 오픈소스 프로그램으로 통계, 데이터 마이닝 및 그래프를 위한 언어 기능을 갖추고 있으며 10,000개가 넘는 패키지를 활용한 연구 응용 프로그램으로 많이 사용되고 있다(Verzani, 2004). R 프로그램에 의해 도출된 회귀방정식은 다음과 같다.

$$K = a_1 + a_2 X + a_3 Y + a_4 X^2 \quad (2\text{-}3\text{-}14)$$

여기서, $X = q_m$로 직선 유입관의 유입유량비(q_m)를 나타내며 $Y = (q_a - q_b)^2$는 좌측 유입유량비(q_a)와 우측 유입유량비(q_b)의 차이를 제곱한 값이다. 식 2-3-14에 사용되는 계수 a_1~a_4의 값은 표 2-3-59와 같이 도출되었다. 도출된 식 2-3-14의 유의확률(P-Value)은 2.2×10^{-16}으로 유의수준인 0.001보다 매우 작아 산정식이 유의하다 할 수 있으며, 결정계수(R^2)가 0.96으로 높은 유효성을 보이고 있는 것으로 나타났다.

표 2-3-59 손실계수 산정식 매개변수

Manhole shape	a_1	a_2	a_3	a_4
Square manhole_무인버트 ($R^2 = 0.96$) Error = ±0.13	0.94	-0.76	0.72	0.23
Square manhole_유인버트 ($R^2 = 0.96$) Error = ±0.13	0.89			
Circular manhole_무인버트 ($R^2 = 0.96$) Error = ±0.13	0.86	-0.97	0.77	0.50
Circular manhole_유인버트 ($R^2 = 0.96$) Error = ±0.13	0.82			

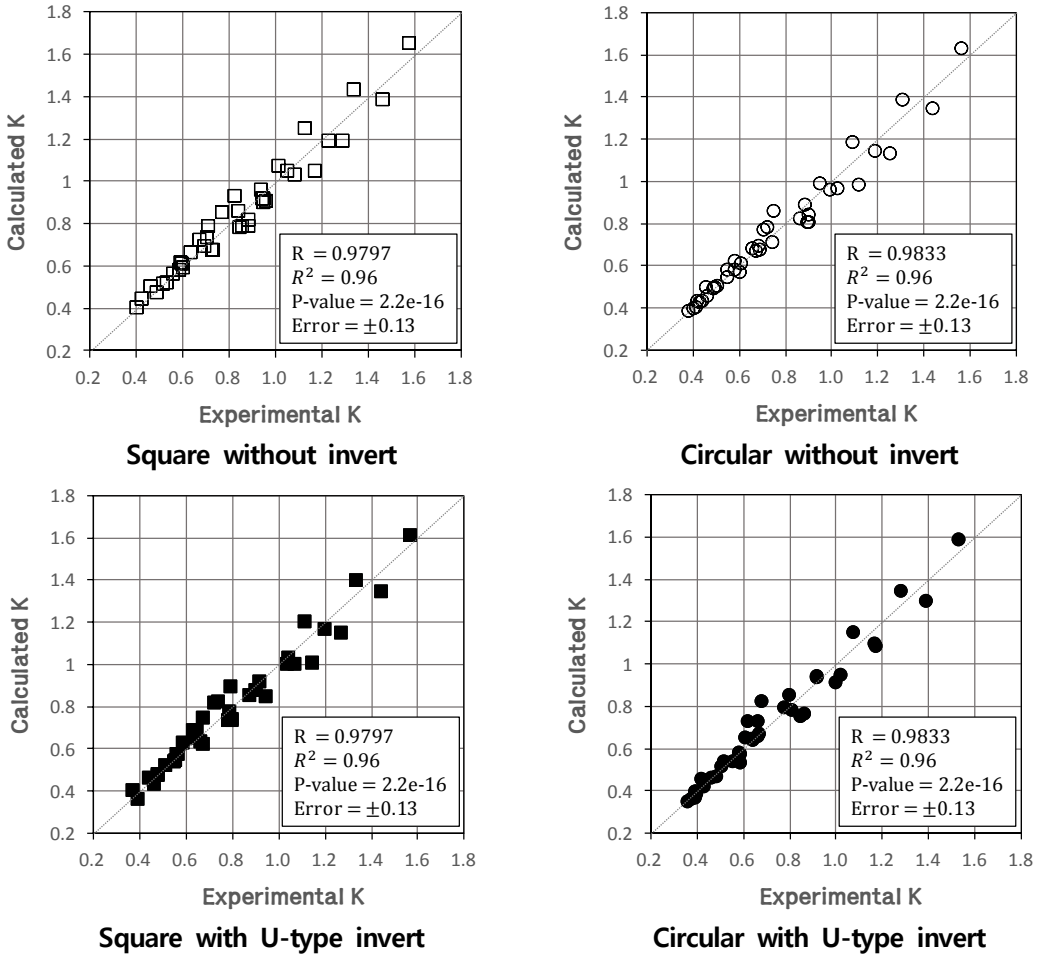


그림 2-3-79 손실계수 산정식 상관성 분석

본 연구에서 도출한 산정식의 적용성을 확인하기 위하여 실험으로 산정된 손실계수와 산정식에 의해서 계산된 손실계수와의 상관관계를 분석하였다. 두 변수가 갖는 상관관계의 크기를 나타내기 위하여 현재 가장 많이 사용되는 피어슨 상관계수(Pearson Correlation Coefficient, r)를 계산하고 산포도(scatter plot)를 그림 2-3-79과 같이 도시하였다. 본 연구에서 제시된 식은 손실계수의 범위와 상관없이 전반적으로 양의 상관관계를 나타내고 있으며 상관계수는 0.98이상을 나타내고 있으므로 사각형 및 원형맨홀에서의 손실계수를 상당히 정확하게 계산하고 있는 것으로 판단된다.

본 연구를 통해 산정된 합류맨홀 손실계수 값의 타당성을 검토하기 위해 3방향(T형) 사각형 합류맨홀의 손실계수는 Zhao et al.(2008)의 사각형 합류맨홀의 연구 결과와 비교 하였으며 원형 합류맨홀의 손실계수는 FHWA(2001)에서 제시한 원형 합류맨홀 손실계수 산정식과 비교하였다.

Zhao et al.(2008)는 3방향 정사각형 합류맨홀에서 맨홀의 폭과 너비가 동일한 정사각형 맨홀의 경우 B/d 가 2.0에서 3.0으로 커질수록 손실계수가 급격히 증가하며, D/d가 3.0을 초과하는 경우 B/d의 변화를 무시할 수 있다는 연구 결과를 발표하였다.

본 연구의 실험조건 중 Zhao et al(2008)와 동일하게 직선 유입유량과 측면 유입유량이 같고($q_m = q_a$) B/d가 3.0인 3방향 정사각형 합류맨홀에서의 손실계수를 비교하여 그림 2-3-80에 나타내었다. 그림 2-3-79에서 알 수 있듯이 동일 조건에서의 손실계수가 거의 일치하는 것으로 나타났으므로 본 연구에서 산정된 손실계수는 3방향(T형) 합류맨홀에 적용이 가능할 것으로 판단된다.

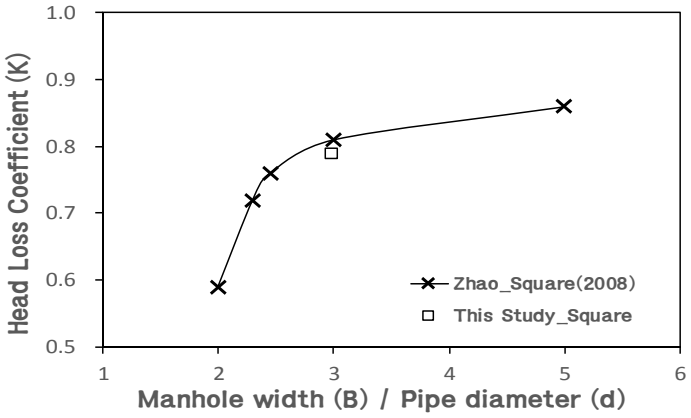


그림 2-3-80 B/d 변화에 따른 3방향 사각형 합류맨홀 손실계수 분석 ($q_m = q_a$)

FHWA(2001)가 제시한 3방향 원형 합류맨홀의 손실계수 산정식은 B/d의 변화 및 유입유량비의 변화를 모두 고려한 손실계수를 산정할 수 있다. 따라서 본 연구의 실험조건과 동일한 조건의 3방향 원형 합류맨홀의 손실계수를 계산하여 그 값과 경향성이 일치하는 것을 확인하였다(그림 2-3-81). 그러나 FHWA(2001)에서 제시하고 있는 산정식은 3개의 연결관거로 구성된 3방향 원형 합류맨홀에서만 적용이 가능하며 4방향 합류맨홀 및 사각형 합류맨홀에서는 적용이 불가능하다는 한계를 갖고 있다.

4방향 원형 합류맨홀에서의 각 유입관 유입유량 변화에 따른 손실계수 산정에 관한 연구는Wang et al.(1998)의 연구를 제외하면 전무한 실정이다. 그러나 Wang et al.(1998)의 실험에서는 맨홀의 바닥면에 내부 흐름을 유도하는 십자형(┼) 인버트가 설치된 경우만을 고려하여 수리실험을 실시하였다. 따라서 본 연구의 인버트가 없는 조건과의 직접적인 비교는 어렵지만, 본 연구에서 산정된 손실계수의 경향성을 분석하기 위하여 Wang et al.(1998)이 제시한 식과 비교분석을 실시하였다. 본 연구와 Wang et al.(1998)이 제시한 손실계수 산정식은 모든 유입관거의 유입유량비를 세분화한 다양한 조건에서의 손실계수를 모두 산정이 가능하다. 동일조건에서의 손실계수의 변화를 비교하기 위하여 좌 · 우 측면 유입유량이 동일한 경우($q_a = q_b$)의 유입유량비 조건의 손실계수만을 비교하여 그림 2-3-82에 나타냈다.

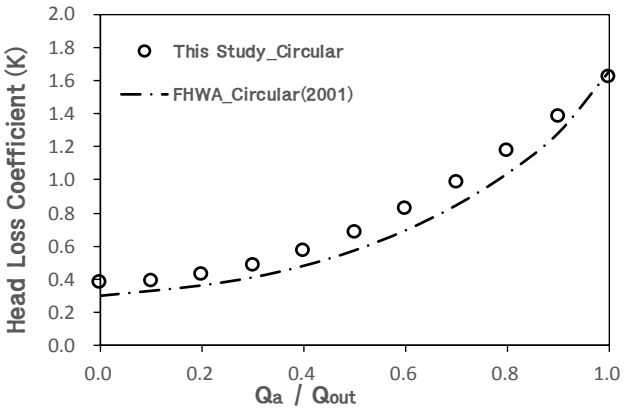


그림 2-3-81 유입유량비(Qlat_a/Qout) 변화에 따른
3방향(T형) 합류맨홀의 손실계수 변화

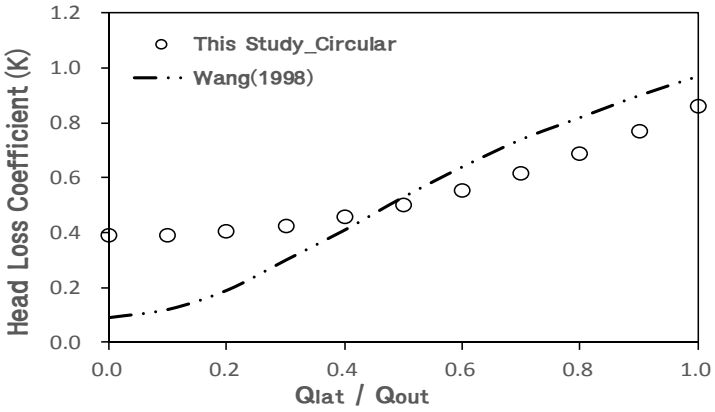


그림 2-3-82 유입유량비(Qlat/Qout ($q_a = q_b$)) 변화에 따른
4방향 원형 합류맨홀의 손실계수 변화

4방향 합류맨홀에서는 Wang et al.(1998)이 적용한 십자형(+) 인버트는 직선 유입유량의 원활한 배수를 유도한다. 그러나 측면 유입유량의 경우 유출부로 흐름을 유도하는 것이 아니라 맨홀 중심부로 흐름을 유도하여 두 개 이상의 유입유량으로 구성된 조건에서는 수충작용을 유발하여 유출부로의 흐름을 저해하는 결과를 나타냈다. 이와 같은 결과는 그림 2-3-82에서와 같이 직선 유입유량이 큰 구간($q_{lat} < 0.5$)에서는 손실계수가 급격히 낮아져 직선 유입유량만 존재하는 중간맨홀의 조건에서는 0.09로 0에 가까운 손실계수가 나타났으며, 측면 유입유량이 큰 구간($q_{lat} > 0.5$)에서는 손실계수가 급격히 증가하여 좌·우 측면 유입유량으로만 구성된 3방향(T형) 합류맨홀의 조건에서는 0.97의 손실계수가 나타났다.

wang et al.(1998)의 결과와 비교하면 맨홀 내부에 인버트가 설치되지 않은 기본 맨홀 조건에서 본 연구에서 추정된 손실계수는 십자형 인버트가 직선 흐름에서는 복잡한 내부의 흐름을 효과적으로 배출한다는 것을 확인하였습니다. 하지만 복잡한 내부의 흐름이 발생할 경우 내부 흐름을 효과적으로 배출하는 것이 아니라 에너지 손실을 증가시킨다.

4차년도 연구를 통해 기본 맨홀 및 3차년도 연구에서 제시된 인버트 형상을 적용한

합류맨홀의 모든 유입관거의 유입유량비의 변화 조건을 구성하여 과부하 합류맨홀에서 유입관거의 유입유량 변화에 따라서 나타날 수 있는 모든 맨홀형상 조건(중간맨홀, 합류맨홀(T형, 4방향))에서의 손실계수를 산정하였다. 두 개 이상의 유입유량으로 구성되어 복잡한 흐름을 형성하는 합류맨홀에서는 사각형 합류맨홀의 손실계수가 원형 합류맨홀의 손실계수보다 평균 13% 정도 높게 산정되었는데 이는 사각형 합류맨홀의 모서리 부분에서 와류 및 사수역이 증가되어 에너지 손실에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다. 또한, 인버트 적용 유무의 따른 과부하 합류맨홀에서의 모든 흐름조건을 고려한 손실계수 산정식을 제시하였다. 제시된 손실계수 산정식을 적용한다면 도시 유출해석 시 관거의 수리계산 및 침수해석에 보다 정확한 결과를 모의할 수 있을 것으로 판단된다.

마) 5차년도 연구수행 결과

5차년도 연구에서는 기존 연구 및 본 연구에서 산정된 과부하 맨홀의 손실계수의 적용성을 분석하여 도심지 내수침수해석에서의 손실계수의 활용에 관한 사항을 검토하고, 도시 침수범위의 저감을 위한 과부하 맨홀에서의 인버트 적용성을 분석하였다. 분석된 결과는 관거시설의 관망 및 맨홀의 설계 기준의 보완에 적용하고자 한다. 내수침수해석을 위하여 시범유역인 도림천 유역의 도림1 배수분구를 활용하여 맨홀 형태 및 손실계수 적용 유무에 따른 침수면적의 변화를 비교·분석하였으며, XP-SWMM을 이용한 침수해석 시 맨홀에서의 국부손실을 고려한 손실계수의 적용성 분석과 일관성 있는 입력자료 구축을 위한 하수관망 단순화 기준을 제시하였다.

(1) 내수침수해석에서의 손실계수 적용

풍수해저감종합계획에서 위험요인 분석은 우선적으로 위험 후보지에 대한 정성적 분석 수단인 현장조사 및 관련 계획 조사를 활용하여 실시한다. 그러나 이러한 정성적 분석으로는 위험요인에 대한 판단이 어려운 경우 정량적 분석을 실시한다. 또한, 위험요인 분석에서는 반드시 하천재해, 내수재해 등의 재해발생시 대규모 피해가 예상되는 재해에 대하여는 대표적 지역은 선정(가장 위험이 있다고 판단되는 지역)하며, 정량적 분석을 실시(전지역 단위, 수계단위, 위험지구 단위) 및 위험범위, 침수시간, 침수지역, 피해 예상 물량 등을 판단할 수 있는 시뮬레이션(simulation)을 실시하여야 한다고 규정하고 있다.

표 2-3-61 풍수해저감계획 세부 수립기준에서의 정량적 분석

• 시뮬레이션(simulation) : 해당지역의 지속시간별 강수량을 이용한 확률빈도 해석 결과와 기왕최대강수량 또는 일정량의 강수량(예, 시간당 50㎜, 100㎜, 150㎜)을 이용하여, 하천 재해 및 내수재해 등을 분석하는 것을 의미함 • 분석은 해당하천 또는 도시지역 우수관로의 설계빈도를 고려하여 설계빈도 이하 및 이상 의 강우조건을 적용하였을 경우 해당 시설물의 방재능력을 검토함으로써 예상 침수범위, 침수시간 피해 물량 등을 검토할 수 있음 • 분석결과는 향후 해당지역의 강우 특성을 고려하여 수방대책 또는 재해지도 작성, 비상 대처계획(주민대처계획) 수립 등을 위한 기초 자료로 제공할 수 있으며 도시 계획 및 각종 개발사업 시행 협의시 가이드라인을 제시할 수 있음

풍수해 위험지구 후보지에 대해서는 GIS를 활용하여 풍수해의 잠재적 위험요인을 종합적으로 분석하여야 한다고 규명하고 있으며, 현재 이러한 시뮬레이션 모형으로 XP-SWMM의 2차원 침수범위 분석을 사용하고 있다. 그러나 일반적으로 내수침수해석에서 관거시설물에 대한 소손실을 고려하지 않는 실정이며, XP-SWMM 모형의 침수모의를 통하여 도시유역의 침수범위 분석을 실시 할 경우에도 손실계수의 적용과 미적용시의 침수범위의 차이가 상이함에도 불구하고 과부하 맨홀에서의 손실계수를 미고려하여 침수범위 분석을 하고 있는 실정이다.

XP-SWMM 모형을 이용하여 도시지역의 관거 성능 및 침수영향 평가를 할 경우 과부하 맨홀에 손실계수를 적용하면 과부하 맨홀뿐만 아니라 주변 맨홀에도 영향을 주어 과부하가 추가로 발생하며, 기존의 과부하 맨홀 중 일부는 수두가 상승해 월류가 발생하는 것으로 모의된다. 이는 도시유역의 기존 관거의 배수능력 및 침수 발생 여부 평가시 과부하 맨홀에서의 손실계수 적용 여부에 따라 평가 결과가 상이할 수 있음을 의미한다.

따라서, 빈도별 내수침수 해석을 통한 내수재해위험지구 선정 및 예방 대책을 제시하고 있는 풍수해저감종합계획 및 우수저류조 설치 사업 등에서의 침수해석에서는 과부하 맨홀에서의 에너지 손실을 고려한 내수침수해석이 필요하다. 이와 같이 내수침수해석에서 손실계수를 적용한 침수모의 적용의 절차는 일반적으로 실무에서 활용하는 XP-SWMM의 2차원 침수모의의 방법과 동일하다. 그러나 1차 유출해석을 시행한 뒤 모의된 결과 내에 링크 단면도를 확인하여 과부하 관거를 추정하고, 추정된 과부하 관거에 대하여 손실계수를 적용하여 2차원 침수범위 분석을 시행하는 절차가 추가된다(그림 2-3-83).

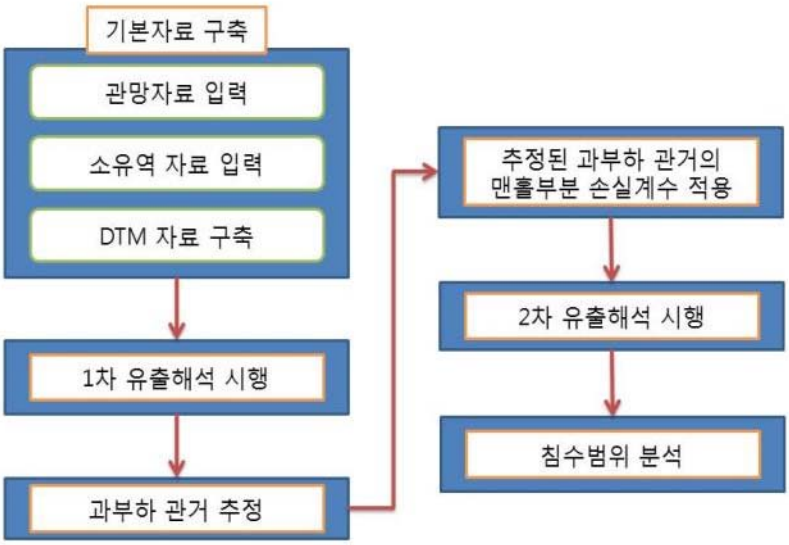


그림 2-3-83 손실계수를 적용한 침수범위 모의절차

(2) 과부하 맨홀의 손실계수 선정 및 적용방법

(가) 과부하 맨홀의 손실계수 선정

다양한 접합 형태에 따른 맨홀의 손실계수를 도시침수모형에 적용하기 위하여 선행된 실험 자료를 분석하여 손실계수를 입력하였다. Lee et al. (2015)은 과부하 중간맨홀에서의 손실계수를 0.61(원형), 0.68(사각형)으로 산정하였으며, Kim et al. (2008)은 과부하 90° 접합 맨홀에서의 평균 손실계수를 1.6으로 산정하였다. 또한 Kim et al. (2010)은 과부하 3방향(T형) 합류맨홀에서의 손실계수를 0.4~1.5로 제시하였으며, Ryu et al. (2016)은 과부하 4방향 합류맨홀에서의 손실계수를 0.4~0.8로 산정하였다. 기 산정된 손실계수의 범위 내에서 측면 유량의 영향이 크게 발생할 때 산정된 손실계수의 최대값을 표 2-3-62와 같이 XP-SWMM 모형 입력 자료로 각 합류맨홀에 적용하였고, XP-TABLE을 활용하여 손실계수를 입력하고 침수모의를 실시하였다.

표 2-3-62 과부하 맨홀에서의 선정된 손실계수

맨홀 종류	맨홀 형상에 따른 손실계수	
	원형	사각
중간 맨홀	0.61	0.68
90°접합 맨홀	1.6	
T형(3방향) 합류 맨홀	0.8	0.9
4방향 합류 맨홀	0.65	0.75

① 중간맨홀의 손실계수 적용한 침수모의 절차

XP-SWMM 모형은 맨홀을 하나의 절점(node)로 간주하여 절점의 형상과 크기에 따른

흐름변화와 절점 내의 에너지 손실변화를 직접적으로 고려할 수 없으므로 관거 유출해석 시에 손실계수를 절점으로 입력하는 형태를 권장하고 있다(XP Solution, 2013). 이에 따라 XP-SWMM 모형에 적용할 손실계수를 선정하기 위하여 선행된 과부하 맨홀의 손실계수 실험 자료를 분석하였다. 우선 손실계수 적용에 따른 침수범위 변화를 분석하기 위해 과부하 중간 맨홀의 손실계수를 적용하였다. 이에 본 연구에서는 노드 전후의 과부하 관거의 입구와 출구 손실계수로 적용함으로써 맨홀의 손실계수를 대체하는 방법을 선택하였다. 또한 손실계수를 입구손실에 적용한 경우와 출구손실에 적용한 경우와 입구손실과 출구손실을 각각 동일하게 나누어 적용한 경우 모두 동일한 모의결과를 보였다. 따라서 입구손실과 출구손실에 나누어 고려하는 것이 보다 합리적이라고 판단하였다.

손실계수를 고려한 침수모의 절차는 다음과 같다. 우선 그림 2-3-84 (a)와 같이 손실계수를 적용하지 않은 상태에서 1차 유출해석을 실시한 후 그림 2-3-84 (b)와 같이 XP-TABLE 상에서 월류 시간이 존재하는 관을 선정한다. 여기서, 월류 시간이 존재하는 관은 과부하 흐름이 있었던 관으로 해석할 수 있기 때문에 해당 관에 그림 2-3-84 (c)와 같이 손실계수를 입력하고, 그림 2-3-84 (d)와 같이 손실계수를 적용한 침수모의를 실시한다. 여기서 각 과부하 맨홀에서의 손실계수를 적용하기 위해서는 입구손실과 출구손실에 나누어 적용하였다. 이는 Lee et al. (2015) 이 제시한 손실계수를 입구손실이나 출구손실에 적용한 결과와 입구손실과 출구손실에 동일하게 나누어 적용한 경우 동일한 결과를 얻어 나누어 고려하는 것이 보다 합리적이라는 분석 결과를 참고하였다.



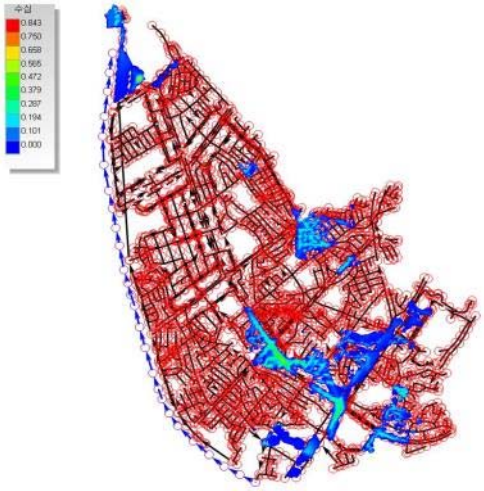
(a) 1차 유출 해석

이름	입구 손실	출구 손실	Shape	월류 시간 min
19-12667	0.000	0.000	원형	450.367
19-20184	0.000	0.000	원형	450.200
19-12279	0.000	0.000	원형	449.000
19-11317	0.000	0.000	원형	448.500
20-04398	0.000	0.000	원형	446.367
20-20078	0.000	0.000	원형	446.000
20-20079	0.000	0.000	원형	445.667
19-10488	0.000	0.000	원형	445.300
19-10351	0.000	0.000	원형	444.292
19-10101	0.000	0.000	원형	443.750
19-10489	0.000	0.000	원형	442.917
19-10348	0.000	0.000	원형	442.875
19-12723	0.000	0.000	원형	442.833
20-20080	0.000	0.000	원형	441.500
19-43044	0.000	0.000	원형	439.875

(b) 과부하 관 산정

이름	입구 손실	출구 손실	Shape	월류 시간 min
19-12667	0.310	0.300	원형	450.367
19-20184	0.310	0.300	원형	450.200
19-12279	0.310	0.300	원형	449.000
19-11317	0.310	0.300	원형	448.500
20-04398	0.310	0.300	원형	446.367
20-20078	0.310	0.300	원형	446.000
20-20079	0.310	0.300	원형	445.667
19-10488	0.310	0.300	원형	445.300
19-10351	0.310	0.300	원형	444.292
19-10101	0.310	0.300	원형	443.750
19-10489	0.310	0.300	원형	442.917
19-10348	0.310	0.300	원형	442.875
19-12723	0.310	0.300	원형	442.833
20-20080	0.310	0.300	원형	441.500
19-43044	0.310	0.300	원형	439.875

(c) 손실계수 입력



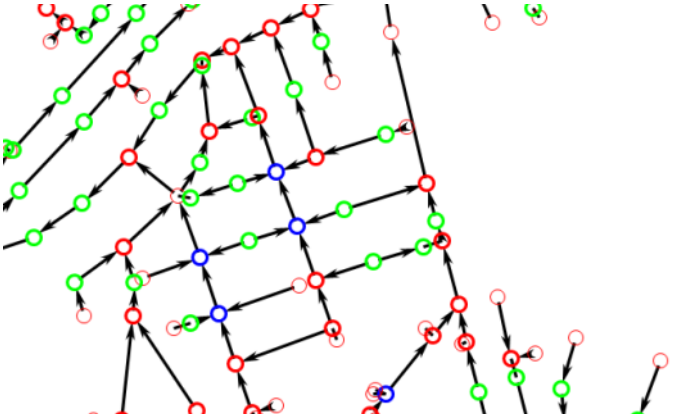
(d) 손실계수를 적용한 침수모의 실시

그림 2-3-84 손실계수를 적용한 침수모의 과정

손실계수의 적용방법에 따른 침수모의를 실시한 결과, 손실계수를 나누어 적용한 침수모의를 진행한 경우와 입구손실 또는 출구손실에 적용하여 침수모의를 진행한 경우의 침수범위의 차이가 미미한 것으로 나타났기 때문에 기존의 손실계수 입력방법의 적용이 가능한 것으로 판단되었다. 손실계수를 입력한 후 2차 유출해석을 실시하고 손실계수 적용에 따른 침수범위의 변화를 분석하였다.

(나) 합류맨홀의 손실계수 입력방법

도시 유역 내의 배수관망에서 과부하 맨홀의 형태에 따른 손실계수를 각 맨홀 형태에 알맞게 적용하기 위해서는 그림 2-3-85와 같이 구축 배수관망도와 맨홀 형태에 따른 노드를 우선적으로 분류하여야 한다. 분류된 노드 설명 값과 배수관망도를 직접적으로 비교하여 과부하 맨홀 각각의 형태와 일치하도록 중간맨홀, 90° 접합맨홀, 3방향(T형) 합류맨홀 및 4방향 합류맨홀 등으로 XP-TABLE를 사용하여 분류한다.



이름	노드 설명
19-20034	3
19-11974	2
19-12500	2
20-04398	2
19-11940	3
19-30067	2
19-12501	3
20-20098	2
20-20099	2
20-04360	2
20-20100	2
20-20101	2
20-04363	3
19-10366	3
20-04834	2
20-20081	2
19-11402	4

그림 2-3-85 손실계수를 적용한 침수모의 과정

각 맨홀의 분류 후에는 그림 2-3-84의 침수모의 절차에 따라서 1차 유출해석을 실시한 뒤 분류한 노드 중 과부하 맨홀을 산정한다. 각 과부하 맨홀의 형태별 손실계수를 과부하 관거의 유출부에 그림 2-3-86와 같이 맨홀 형태에 따른 각각의 손실계수를 입력하고 재 유출해석을 실시한다.

이름	입구 손실	출구 손실	월류 시간 min	노드 설명
20-04820	1.550	0.000	170.550	3
20-04446	1.550	0.000	174.200	3
20-20013	1.550	0.000	161.283	3
20-04447	1.550	0.000	151.833	3
20-04482	0.000	0.000	0.000	3
20-04628	1.550	0.000	150.450	3
20-04633	1.550	0.000	178.517	3
20-04811	1.550	0.000	178.517	3
19-12639	1.550	0.000	179.117	3
20-04635	1.550	0.000	200.300	3
19-12793	1.550	0.000	187.600	3
19-12792	1.550	0.000	187.600	3
19-11288	1.550	0.000	221.683	3
19-11316	1.550	0.000	227.583	3
19-11718	1.550	0.000	180.000	3
19-12930	1.550	0.000	242.350	3
19-12927	1.550	0.000	215.333	3
19-12928	1.550	0.000	215.617	3
19-12929	1.550	0.000	237.300	3
20-04364	1.550	0.000	268.367	3

그림 2-3-86 손실계수를 적용한 침수모의 과정

(다) 대상유역의 선정

본 연구에서는 과부하 맨홀의 손실계수를 고려한 내수침수해석을 실시하기 위해 서울특별시가 선정한 침수취약지역을 참고하여 실측치에 대한 자료가 있어 모의치와 비교할 수 있는 지역을 대상유역으로 선정하였다. 본 연구에서 대상유역으로 선정된 도림1 배수분구는 서울특별시에서 제정한 34개 침수취약지역 중 중점관리지역에 포함되는 곳으로 2001년, 2010년, 2011년의 강우에 대한 침수이력과 해당 강우에 따른 침수흔적도가 있고 유출량을 기록한 자료가 있기 때문에 실측치와 모의치의 비교가 가능하다고 판단되어 대상유역으로 선정하였다. 본 연구에서는 그림 2-3-87과 같이 2010년

9월 21일～22일 발생한 강우로 인하여 35.65ha의 면적이 침수된 사상에 대하여 적용하였다.

도림1 배수분구의 총 면적은 약 2,706,254 ㎡이고, 불투수 지역의 면적은 약 2,381,420 ㎡로 불투수율은 88.0%로 높은 비율을 차지한다. 대상 유역은 도림천과 봉천천이 합류되는 도림천 하류의 우안지역으로 평균 표고는 EL.11.70 m이다. 서울시가 지정한 침수취약지역 중 중점관리지역인 영림초교 주변은 비교적 완만한 평지형의 지역으로 빗물펌프장으로 유입되는 유역이다(서울특별시 하천관리과, 2013). 이 지역의 침수피해는 영림초등학교 인근의 대림2 빗물펌프장 유역의 지선관거 통수능의 부족과 시흥대로의 노면수가 상대적으로 저지대인 영림초등학교 인근으로 유입되어 발생되었다. 또한, 대림3 빗물펌프장의 유입관로 통수능 부족으로 인해 유입관거 도달시간의 지체로 상류 유역의 침수가 일어났으며 반지하 형태의 가옥에 많은 침수피해가 발생되었다. 대상유역에는 대림2 빗물 펌프장과 대림3 빗물 펌프장이 위치하고 있으며, 대림2 빗물 펌프장의 경우 20년 빈도로 설계되어 있고 펌프용량은 336 ㎥/min이고, 대림3 빗물 펌프장은 30년 빈도로 설계되어 있고 펌프용량은 3,411 ㎥/min이다.

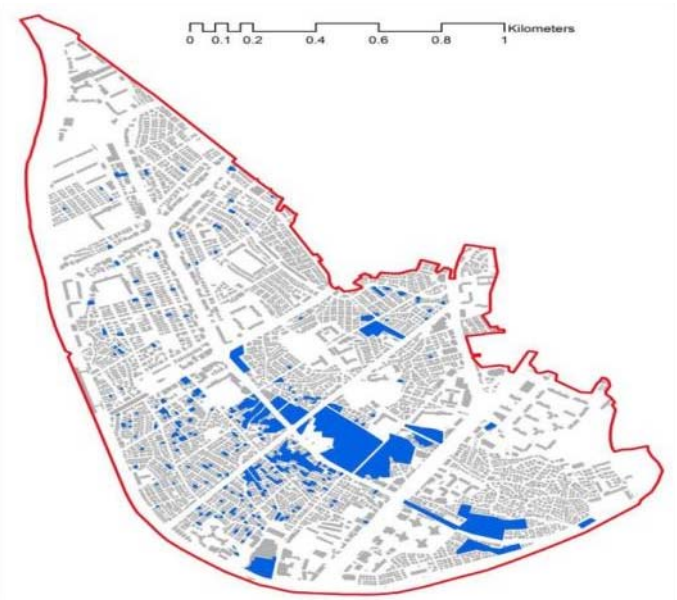


그림 2-3-87 실제 침수 범위 (2010.09.21.～22)

(라) XP-SWMM 모형의 입력자료 구축

XP-SWMM 모형을 통한 침수모의를 위해 대상유역의 관망을 구축하였다. 대상유역의 관망데이터 분석 결과 지역 내에는 지선관거(∅150～∅600미만) 33,244 m, 간선관거(∅600～∅1,500) 52,423 m, ∅1,500 이상은 3,332 m가 매설되어있었다. 관거형상, 매설깊이, 맨홀 등 상세한 관망정보는 서울시 GIS 관망데이터를 이용하였다. XP-SWMM 모형의 1차원 관망구성을 위하여 서울특별시의 관망자료와 수치지도를 이용하여 입력자료를 구성하였다. 본 연구를 위해 도림1 배수분구에 설치되어 있는 대림2, 대림3 빗물펌프장의 운영조건을 고려하여 입력자료를 구축하였으며, 3,112개의 노드와 3,364개의 링크로 구성하였다(그림 2-3-87). XP-SWMM 모형에서 2차원 침수해석을 실시하기 위하

여 1:5,000 축척의 수치지도를 이용해 DTM(Digital Terrain Model)을 생성하여 지형자료를 구축하였다. 대상 유역의 수치지도로부터 표고값 속성을 가지고 있는 등고선과 표고점 레이어를 선택하여 Shape 파일을 생성한 후 TIN(Triangular Irregular Network)을 구축하고 XP-SWMM 상에서 DTM으로 변환하여 지형자료를 구축하였으며, 격자는 10m×10m 크기의 셀, 약 26,000여개로 구성하였다.

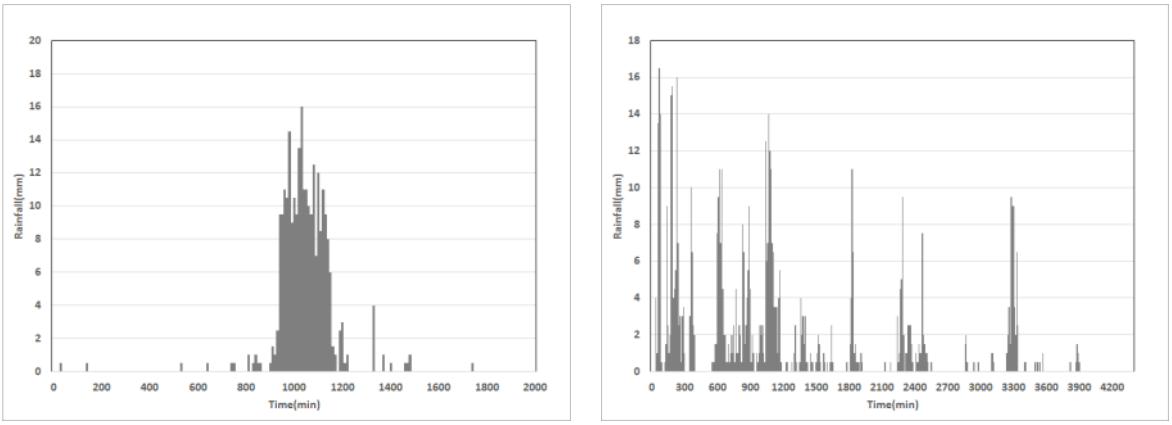


그림 2-3-88 XP-SWMM 관망 데이터

(마) XP-SWMM 모형의 매개변수 보정

도림1 배수분구에서의 침수해석의 적정성 확인 및 실제 침수면적과 모의 침수면적을 비교 분석하기 위해서는 실제 실측 자료를 통한 모형의 매개 변수의 최적화가 선결되어야 한다. 따라서 본 연구에서는 대림3 빗물펌프장을 중심으로 2010년과 2011년 강우사상에 대해서 SWMM모형의 매개변수 검보정을 실시하였다.

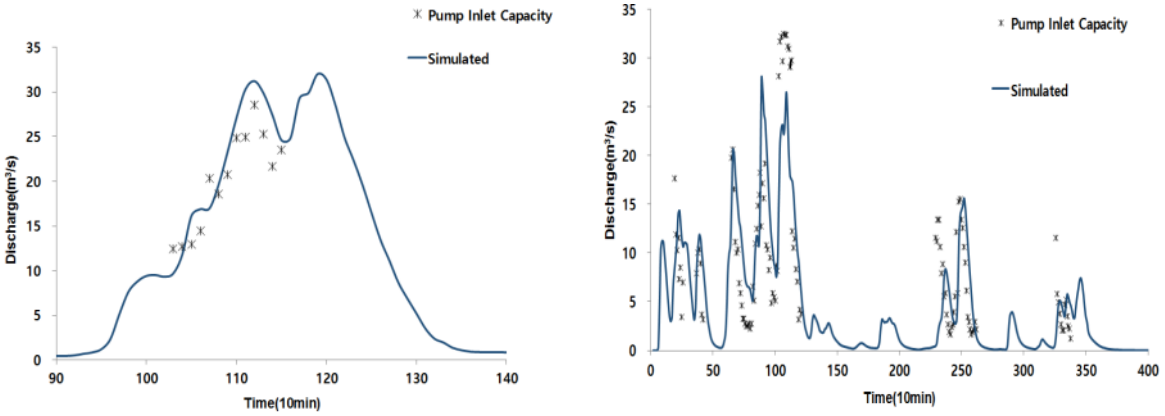
SWMM모형의 매개변수 추정은 그림 2-3-89의 2010년 9월 20일 21:30~2010년 9월 22일 05:50 까지 호우사상(IETD:6hr)을 대상으로 검토하였으며, 매개변수 검증은 2011년 7월 26일 15:40~2011년 7월 29일 16:20 까지 호우사상(IETD:6hr)을 대상으로 실시하였다.



(a) 2010. 9. 20 ~ 21 (b) 2011. 7. 26 ~ 29

그림 2-3-89 서울 지상 관측자료(AWS)의 우량주상도

그림 2-3-90는 보정에 따른 2010년 9월 21일과 2011년 7월 26일 강우에 대한 대상 지역인 도림 1 배수분구의 펌프유입수문곡선과 모의수문곡선의 비교 결과를 나타내고 있다. 그림 2-3-90에서 알 수 있듯이 모의수문곡선은 2010년 9월 20일~21일 강우사상에서는 최대 펌프 유입량은 28.52 m^3/sec이며, 모의된 첨두 유출량은 31.22 m^3/sec로 상대오차가 약 5.6%정도의 양호한 오차를 보이고 있으며, 2011년 7월 26~29일 강우사상에서는 최대 펌프 유입량은 32.49 m^3/sec이며, 모의된 첨두 유출량은 27.99 m^3/sec로 상대오차가 약 13%정도의 오차를 보이고 있으나, 첨두유출량을 제외한 전반적인 유출수문곡선이 형태가 유사한 것으로 나타나 비교적 정확한 값을 나타내는 것으로 나타났다. 표 2-3-63은 XP-SWMM 모형의 도림1 배수분구의 주요매개변수에 대한 보정결과를 나타낸 것이다. 여기서, SWMM 모형의 매개변수는 지형학적 인자와 수문학적 인자로 구분되며, 지형학적 인자는 1/5,000 지형도와 GIS를 활용하였으므로 측량오차의 범위를 고려하여 오차범위를 ±5%로 설정하였으며, 수문학적 인자는 사용자의 주관적인 판단과 동일 재질에 따른 범위가 크므로 수정 범위를 해당 변수의 하한값에서 상한값까지 활용하였다. 특히 종기침투능의 경우 4가지 Soil type을 고려하여 매개변수를 추정하였으며, Soil type에 따라 각각 다른 값을 적용하였다.



(a) 2010. 9. 21 (b) 2011. 7. 26

그림 2-3-90 펌프유입수문곡선과 모의수문곡선의 비교 결과

표 2-3-63 주요매개변수 보정결과 (도림1 배수분구)

Parameters	Variable identifier	Initial value	Correction value	Correction Range
x1	Manning roughness of impervious area	0.014	0.014~0.015	0.014~0.015
x2	Depression storage of impervious area(mm)	0.0	2.0	0.0~5.0
x3	Ultimate infiltration rate(Horton's)(mm/hr)	10.0	2.5~25.4	0.0~50.0
x4	Infiltration decay rate(Horton's)(1/sec)	0.001	2.0	2.0
x5	Sub-catchment width(m)	2.24～114.02	2.24～114.02	±5%
x6	Percent of impervious area(%)	1.6～100	1.6～100	±5%
x7	Sub-catchment slope	0.000～36.980	0.000～36.980	±5%

(3) 과부하 맨홀의 손실계수 적용에 따른 침수범위 분석

(가) 과부하 중간맨홀 손실계수 적용에 따른 침수범위 분석

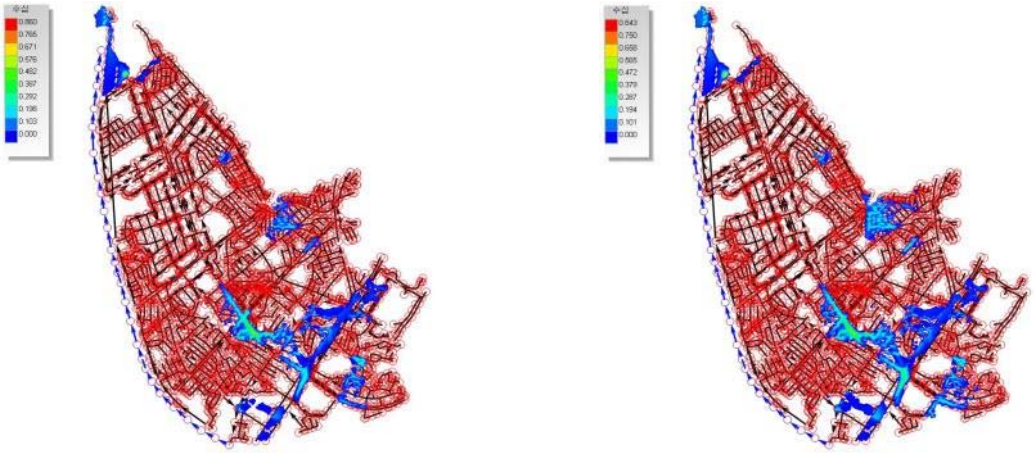
① 중간맨홀 적용 유무에 따른 침수범위 변화

과부하 중간 맨홀의 손실계수 적용에 따른 침수범위를 분석하기 위해 서울안전누리에서 제공하는 침수흔적도를 참고하여 실제 침수 면적을 산정하였으며, 대상유역의 2010년 침수피해 면적은 35.65 ha로 조사되었다.

대상유역에서 XP-SMWM 모형을 이용하여 1차 유출해석을 실시한 후 추정한 과부하 관거에 과부하 중간 맨홀의 평균 손실계수인 0.61(원형)과 0.68(사각형)을 적용하여 침수모의를 재실시하였다. XP-TABLE을 통하여 원형 맨홀의 손실계수는 입구손실에 0.31, 출구손실에 0.30을 적용하였고 사각형 맨홀의 손실계수는 입구손실과 출구손실에 각각 0.34을 적용하였다. 손실계수를 적용하지 않은 1차 침수모의 결과 침수면적은

그림 2-3-91(a)와 같이 22.00 ha로 모의되었고, 손실계수를 적용하여 재 유출해석을 실시한 침수면적은 그림 2-3-91(b)와 같이 27.98 ha로 나타났다. 대상유역인 도림1 배수분구의 2010년 침수피해 당시 침수피해면적과 비교한 결과 표 2-3-64와 같이 손실계수를 적용하지 않은 경우와의 침수면적의 일치율은 약 62%, 손실계수를 적용한 경우에는 약 79%의 일치율이 나타나는 것으로 모의되었다. 따라서 손실계수를 고려하여 침수모의를 실시한 경우에 실제 침수면적과의 일치율이 약 17% 증가하는 것으로 나타났다.

또한 침수모의 결과와 그림 2-3-91의 침수범위를 비교한 결과 침수 양상은 유사하게 나타났으나, 면적 및 일부분의 침수구역에 대해 다소 차이가 나타났다. 이는 침수흔적도에는 반지하 가옥의 침수피해가 포함되어 있었으나, XP-SWMM 모형을 통한 침수모의 시에는 대상유역의 반지하 가옥 등에 대한 특성이 반영되어있지 않았기 때문에 다소 차이가 나타난 것으로 판단된다.



(a) 손실계수 미적용 (b) 손실계수 적용

그림 2-3-91 손실계수 적용 유무에 따른 침수범위 변화

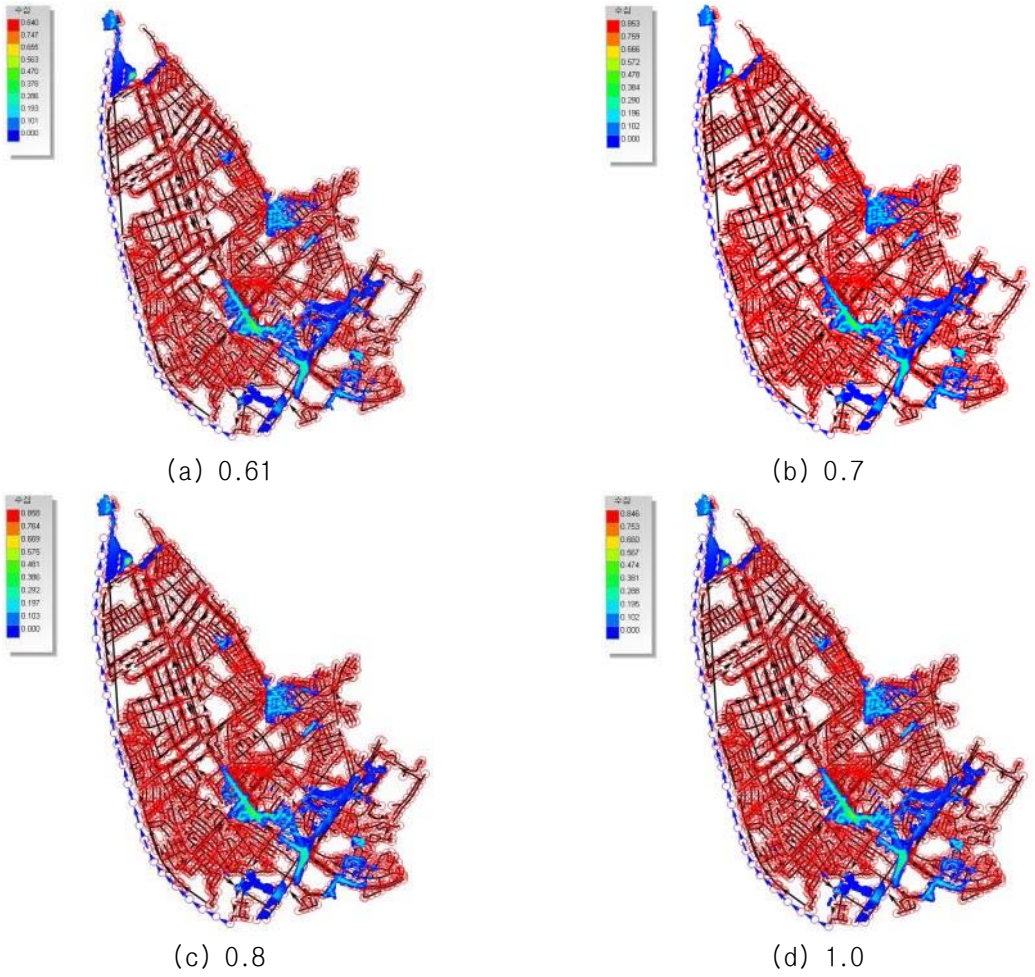
표 2-3-64 손실계수 적용 유무에 따른 침수면적 변화

손실계수	모의 침수면적(ha)	실제 침수면적(ha)	일치율(%)
미적용	22.00	35.65	61.7
적용	27.98		78.5

② 중간맨홀 손실계수 변화에 따른 침수범위 분석

본 연구에서 적용한 과부하 맨홀에서의 손실계수는 연결 관경(D)와 맨홀 직경(DM)의 비(DM/D)가 3.0인 조건에서 산정된 손실계수를 적용하였다. 일반적으로 연결관경과 맨홀 직경의 비의 변화에 따라 과부하 맨홀에서의 손실계수는 변화한다. DM/D의 증가는 원형 맨홀에서 손실계수를 증가시키는 경향을 나타내는데, 이는 맨홀의 직경이 증가할수록 맨홀 내의 와류에 의한 흐름교란이 증가하기 때문이라고 판단된다. 따라서 맨홀의 직경이나 형상 등에 따라 손실계수는 변동될 수 있으므로 본 연구에서 적용한 손실계수 이외에 손실계수의 값을 증가시켜가며 손실계수의 변화에 따른 침수범위를

비교하였다. 침수범위 변화의 비교를 위하여 적용한 손실계수는 과부하 중간맨홀(원형)에서의 손실계수 0.61과 비교를 위한 손실계수 0.7~1.0의 범위 내에서 0.1씩 변화시키면서 침수모의를 실시한 결과는 그림 2-3-92와 같다.



(a) 0.61 (b) 0.7

(c) 0.8 (d) 1.0

그림 2-3-92 적용손실계수 변화에 따른 침수범위 변화

표 2-3-65 손실계수 변화에 따른 침수면적의 변화

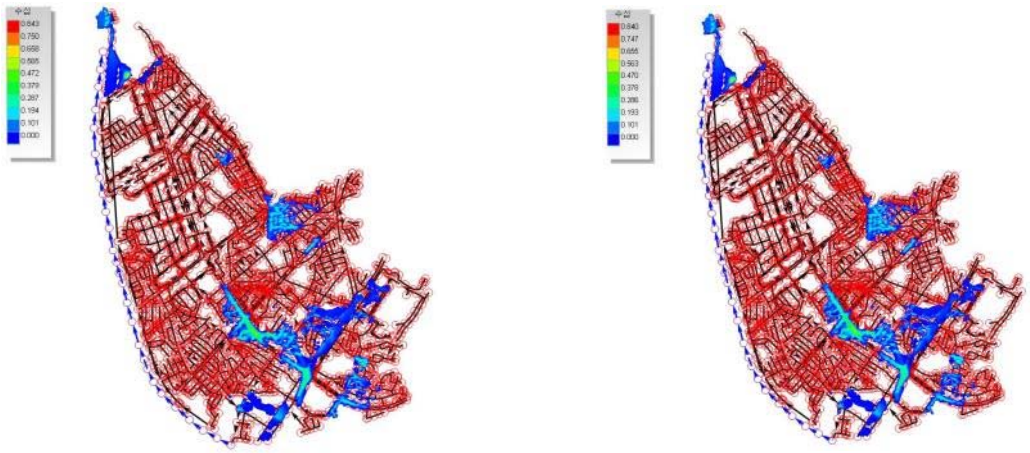
손실계수	모의 침수면적(ha)	실제 침수면적(ha)	일치율(%)
0.61, 0.68	27.98	35.65	78.5
0.70	28.07		78.7
0.80	29.13		81.7
0.90	29.66		83.2
1.00	30.58		85.8

손실계수 변화에 따른 침수모의 결과 침수면적은 표 2-3-65와 같이 과부하 중간맨홀에서의 손실계수 0.61, 0.68을 적용하였을 경우에는 실제 침수면적과의 일치율이 78%로 모의 되었으며, 손실계수를 1.0으로 적용했을 경우에는 86%로 모의되어 손실계수가 증가함에 따라 침수면적 및 일치율이 다소 증가하였지만 큰 차이는 보이지 않았다. 따

라서 XP-SWMM 모형을 이용한 내수침수해석 시, 임의의 손실계수를 적용하는 것보다 수리실험으로 산정된 손실계수를 적용하는 것이 타당한 것으로 판단된다.

③ 중간맨홀 인버트 적용에 따른 침수범위 분석

과부하 관거에서의 배수능력을 증대하기 위하여 설치되는 맨홀 내 인버트의 침수저감 효과에 대한 분석이 필요한 실정이다. Lee et al.(2015)은 군자배수구역을 대상으로 손실계수의 적용 방안 및 손실계수 적용에 따른 침수면적의 변화를 분석하였으나, 맨홀의 형상 및 인버트의 설치유무에 대한 사항을 고려하지 않았다. 그러므로 기 산정된 과부하 중간맨홀에서의 손실계수를 적용 및 인버트 설치에 따른 침수범위 변화의 분석이 필요할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 과부하 관거에서의 배수능력을 증대하기 위하여 설치되는 중간맨홀 내 인버트의 침수저감 효과에 대한 분석을 위하여 Kim(2010)가 수리모형실험을 통하여 반원형, U자형 인버트 설치에 따라서 0.37, 0.30으로 산정된 손실계수를 XP-SWMM모형의 각 과부하 중간맨홀에 적용하였다. 인버트 형상에 따른 손실계수를 적용하여 침수모의를 실시하고 인버트를 설치하지 않은 조건에서의 침수 면적과 비교 분석하였다.



(a) 반원형 (b) U자형

그림 2-3-93 인버트 적용에 따른 침수범위 변화

표 2-3-66 인버트 적용에 따른 침수면적 변화

손실계수	모의 면적(ha)	감소율(%)
무인버트	27.98	-
반원형 인버트	25.86	7.6
U자형 인버트	24.13	13.6

침수모의 결과 그림 2-3-93와 같이 반원형 인버트를 고려한 경우의 침수면적은 26.08 ha, U자형 인버트 설치를 고려한 경우의 침수면적은 25.47 ha로 모의되었다. 중간맨홀 손실계수만을 적용하여 모의된 침수면적과 반원형 및 U자형 인버트를 고려하여

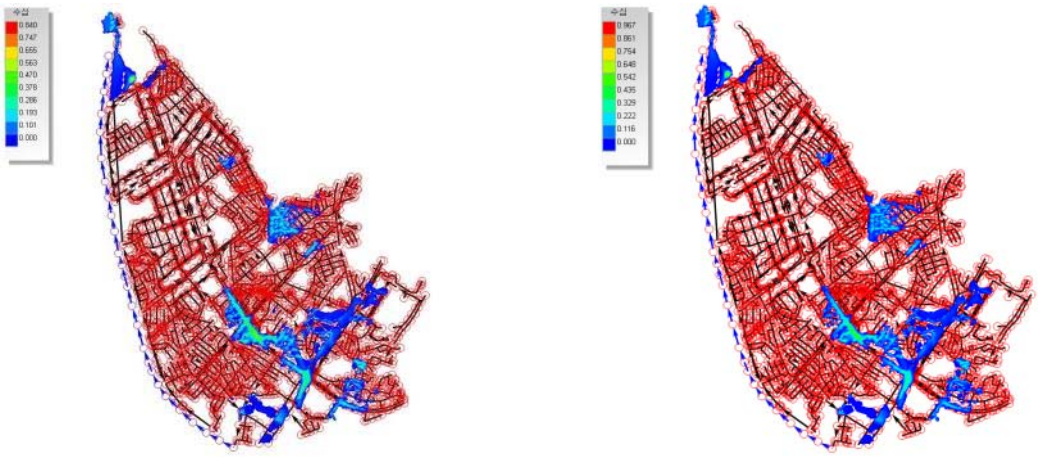
모의된 침수면적을 비교하면 침수면적이 각각 약 7%, 9% 감소하는 것으로 나타났다(표 2-3-66). 따라서 도시 침수피해를 저감하기 위하여 과부하 맨홀에 인버트를 설치한다면 맨홀내의 에너지 손실이 저감되고 배수능력이 향상되어 침수피해 면적과 침수심을 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.

④ 합류맨홀의 손실계수 적용에 따른 침수범위 분석

일반적으로 도심지 배수시설로 설치되는 맨홀은 중간맨홀, 90° 접합맨홀, 3방향 합류맨홀 및 4방향 합류맨홀 등 다양한 접합 형태를 가지고 있다. 특히 도시유역의 중·하류부에 주로 설치되는 4방향 합류맨홀에서의 과부하 흐름은 에너지 손실을 발생시켜 도심지의 침수피해를 가중시키는 주요 원인이다(Ryu et al, 2016). 이에 따라 보다 실제적인 침수범위를 산정을 위하여 다양한 접합 형태에 따라 발생하는 손실계수를 XP-SWMM 모형에 적용하였다. 접합 형태에 따른 손실계수는 중간맨홀, 90° 맨홀, T형 맨홀 및 4방향 합류맨홀에서의 손실계수를 각각 적용하였다. 도림 1 배수분구에 설치된 맨홀의 구성은 표 2-3-67과 같다.

표 2-3-67 도림 1 배수분구에 설치된 맨홀의 구성

맨홀 형상	설치개수	설치율(%)
중간맨홀	1139	43%
90°접합맨홀	419	16%
T형 합류맨홀	882	33%
4방향 합류맨홀	214	8%
총계	2654	100%



(a) 중간맨홀 손실계수만 적용　　(b) 합류맨홀 손실계수 포함 적용

그림 2-3-94 맨홀의 형상에 따른 손실계수 적용한 침수모의 변화

표 2-3-68 맨홀 형상에 따른 손실계수 변화를 고려한 침수면적 변화

손실계수	모의 침수면적(ha)	실제 침수면적(ha)	일치율(%)
중간맨홀만 적용	27.98	35.65	78.5
모든 맨홀 적용	28.56		80.1

과부하 맨홀의 형상에 따른 손실계수를 각각 적용한 침수모의 결과는 그림 2-3-94에 나타내었다. 그림 2-3-94에서 과부하 중간맨홀에서의 손실계수만을 고려한 경우의 침수면적은 27.98 ha, 맨홀의 형상에 따른 손실계수를 각각 적용하여 모의된 침수면적은 28.56 ha로 나타났으며, 실제 침수면적과의 일치율은 각각 78.5%, 80.1%로 나타났다(표 2-3-68). 표 2-3-68에서 중간맨홀의 손실계수만을 고려하여 모의된 침수면적과 접합 형태에 따른 맨홀 손실계수를 각각 적용하여 모의된 침수면적의 차이는 미미한 것으로 나타났다 이는 표 2-3-67과 같이 대상유역에서 중간맨홀이 설치되어 있는 비율이 전체의 약 43%, T형 합류맨홀의 설치 비율은 33%, 4방향 합류맨홀의 설치 비율은 전체의 8%였으며, 90° 접합맨홀의 설치비율은 16%이므로 적용된 중간맨홀, 3방향 및 4방향 합류맨홀 사이의 손실계수의 차이가 크게 나타나지 않았으며, 비교적 큰 손실계수를 나타내고 있는 90° 접합맨홀의 설치 비율이 높지 않기 때문에 기존의 침수모의 결과와 큰 차이를 보이지 않은 것으로 판단된다. 따라서 대상유역에서의 침수모의 시 손실계수 입력의 간편함을 위하여 과부하 중간맨홀의 손실계수 만을 적용하여도 침수면적의 변화는 크게 나타나지 않을 것으로 판단된다.

(4) 하수관망 단순화에 따른 침수범위 분석

일반적으로 도시유출 해석 모형을 이용한 도시유출해석 시 해석 가능한 노드 수의 한계, 유출 모의 시간의 축소 등의 이유로 간선 위주의 간소화된 하수관망을 이용하여 모의를 진행하지만 하수관망의 자료의 간소화 작업 시 연구자 주관에 따라 일관성 있는 자료의 구축이 어렵기 때문에 침수해석의 결과가 상이하게 나타날 수 있다. 또한 간소화 작업 시 과도한 노드 및 링크의 삭제로 침수범위 산정 시 오차가 크게 발생할 수 있기 때문에 하수관망 단순화에 필요한 기준 제시가 필요하다.

본 연구에서는 대상유역의 하수관망을 관경에 따라 간소화하고 관경별로 간소화한 하수관망을 이용하여 침수모의를 실시하였다. 간소화한 관망에 따른 침수범위의 변화를 비교·분석하여 하수관망 단순화 작업 시 고려해야할 관경의 최소 기준을 제시하였다.

(가) 하수관망 단순화 조건

본 연구에서는 대상유역의 지선 하수관거를 관경에 따라 간소화하여 그에 따른 침수범위의 변화를 비교·분석하였다. 서울시하수도정비기본계획에 따르면 표 2-3-69와

같이 서울시의 간선 하수관거는 유출계수와 계획배수면적을 곱한 값이 12 ha이상인 경우로 하고(관경기준 : 900 ㎜정도) 그 미만은 지선 하수관거로 설정하였다(2020서울특별시하수도정비기본계획(변경), 2009). 이에 따라 대상유역의 지선 하수관거의 범위를 확인하고자 서울시가 제공하는 GIS 관망 데이터를 통해 대상유역에 설치되어있는 하수관망의 관경 및 구성비를 표 2-3-70과 같이 조사하였다. 대상유역에서 지선 하수관거의 관경은 200 ~ 800 ㎜로 구성되어 있었으며 지선 하수관거의 관경에 따라 하수관망을 단순화하였다.

하수관망 단순화 과정은 다음과 같다. 지선 하수관거의 관경인 200 ~ 800 ㎜의 범위의 관들을 구분한 뒤 대상유역에서 지선 하수관거의 최소 직경인 200 ㎜를 삭제하고 삭제된 노드에 포함되어 있는 유역면적의 값을 각 말단 노드에 합산하여 입력해준 뒤 유출해석을 실시한다. 다음 단계의 단순화과정에서는 200 ㎜의 관거가 삭제된 최소 관경 250 ㎜의 관거를 삭제하고 앞서 설명한 절차와 같이 관망 단순화를 진행하여 유출해석을 실시한다. 관망을 삭제할 시 단순화 과정에서 최소 관경이 삭제되어 관거가 연속되지 않을 경우 해당 관거는 삭제하지 않고 단순화 작업을 진행한다. 이와 같은 절차를 관경 800 ㎜까지 반복하여 유출해석을 실시하였다. (2020서울특별시하수도정비기본계획(변경). (서울특별시, 2009))

표 2-3-69 간선 하수관거와 지선 하수관거 기준

하수관거	관경기준
간선 하수관거(C • A≥12ha)	관경 900 mm 이상에 해당
지선 하수관거(C • A<12ha)	관경 900 mm 미만에 해당

표 2-3-70 도림1 배수분구 관거 설치현황

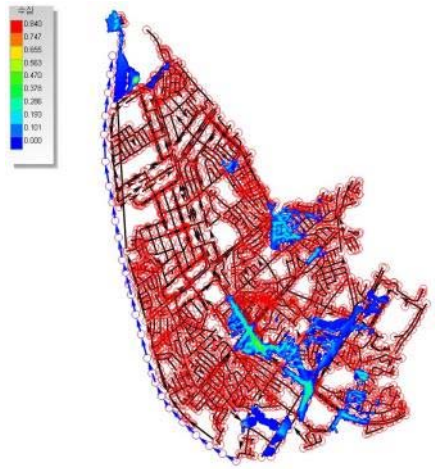
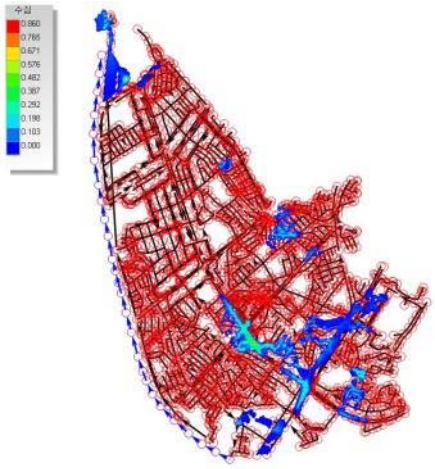
관경(mm)	관거의 개수(개)	관거의 구성비	관거의 누적 구성비
200	2	0.1%	0.1%
250	13	0.4%	0.4%
300	247	7.4%	7.9%
350	34	1.0%	8.9%
400	17	0.5%	9.4%
450	1,148	34.4%	43.8%
500	14	0.4%	44.2%
600	1,022	30.6%	74.8%
700	93	2.8%	77.6%
750	7	0.2%	77.8%
800	216	6.5%	84.3%
900	64	1.9%	86.2%
1,000	187	5.6%	91.8%
1,100	23	0.7%	92.5%
1,200	60	1.8%	94.3%
1,300	1	0.0%	94.3%
1,400	14	0.4%	94.8%
1,500	111	3.3%	98.1%
1,600	4	0.1%	98.2%
2,000	18	0.5%	98.7%
2,100	7	0.2%	99.0%
2,400	4	0.1%	99.1%
2,500	30	0.9%	100.0%
2,700	1	0.0%	100.0%
합계	3337	100%	-

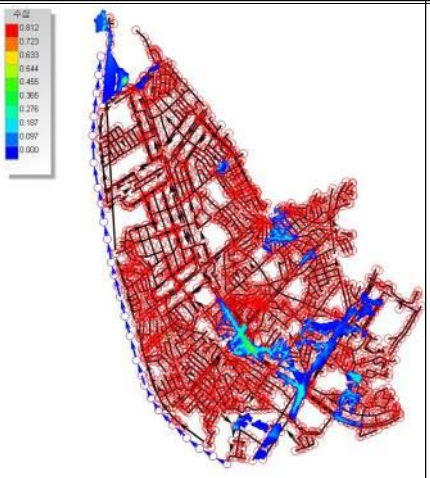
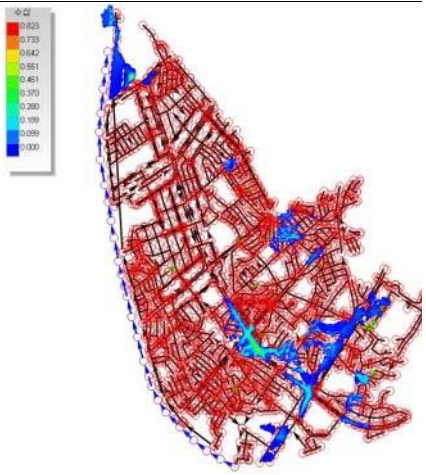
(나) 하수관망 단순화에 따른 침수범위 변화

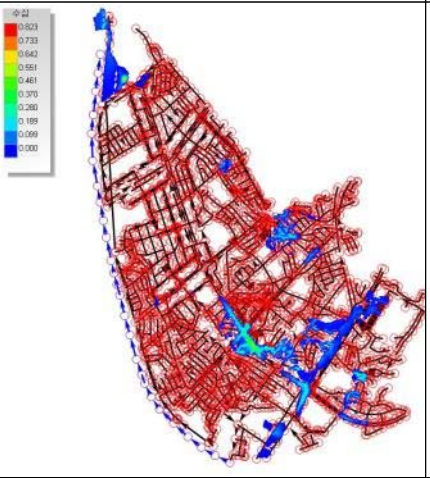
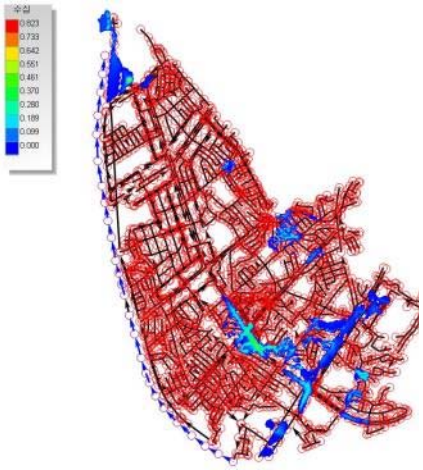
① 손실계수 미적용 시 침수범위 분석

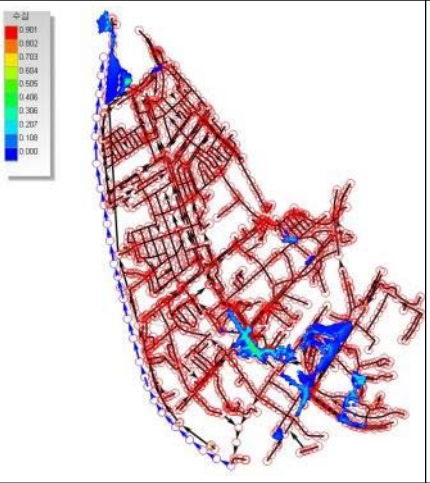
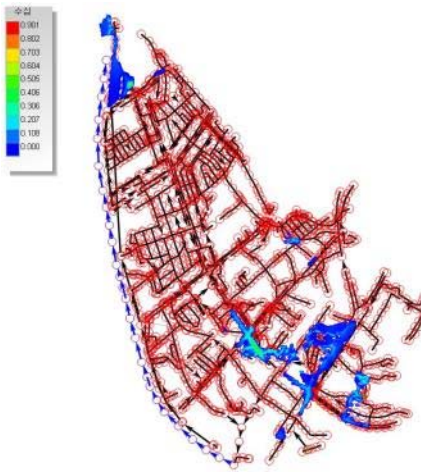
본 연구에서는 대상유역에서 침수모의 시 하수관망 구성에 필요한 최소 관경의 기준을 제시하기 위해 지선 하수관거를 관경에 따라 단순화하여 그에 따른 침수범위를 비교하였고 침수모의 결과는 표 2-3-71과 같다.

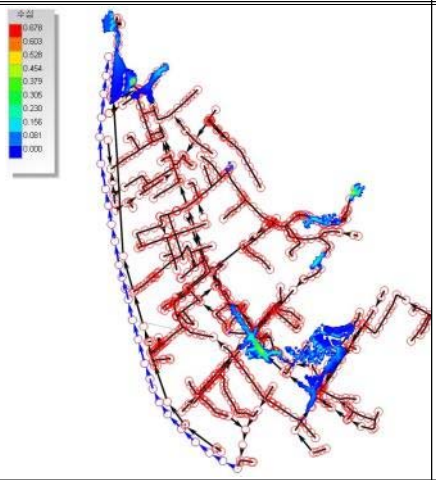
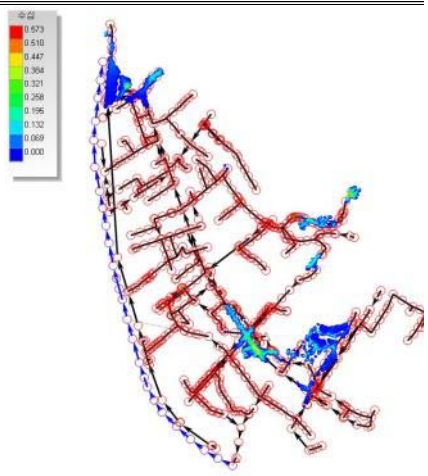
표 2-3-71 단순화한 관망별 침수면적 및 일치율

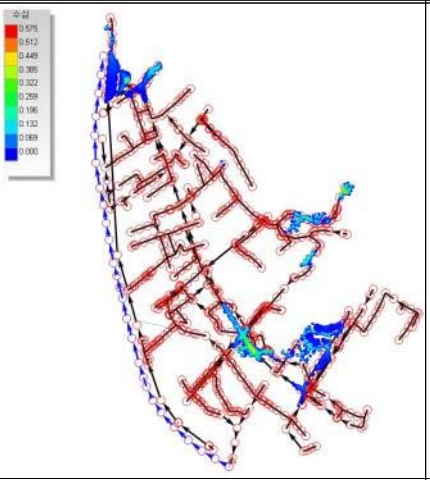
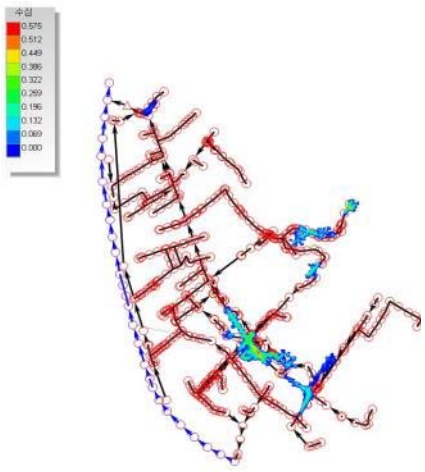
관경기준	기존 관망	200 mm
침수면적		
	22.00 ha	22.04 ha
일치율	61.7%	61.8%

관경기준	250 mm	300 mm
침수면적		
	21.96 ha	19.66 ha
일치율	61.6%	55.1%

관경기준	350 mm	400 mm
침수면적		
	19.80 ha	19.41 ha
일치율	55.5%	54.4%

관경기준	450 mm	500 mm
침수면적		
	13.56 ha	13.12 ha
일치율	38.0%	36.8%

관경기준	600 mm	700 mm
침수면적		
	10.93 ha	9.30 ha
일치율	30.7%	26.1%

관경기준	750 mm	800 mm
침수면적		
	9.30 ha	6.56 ha
일치율	26.1%	18.4%

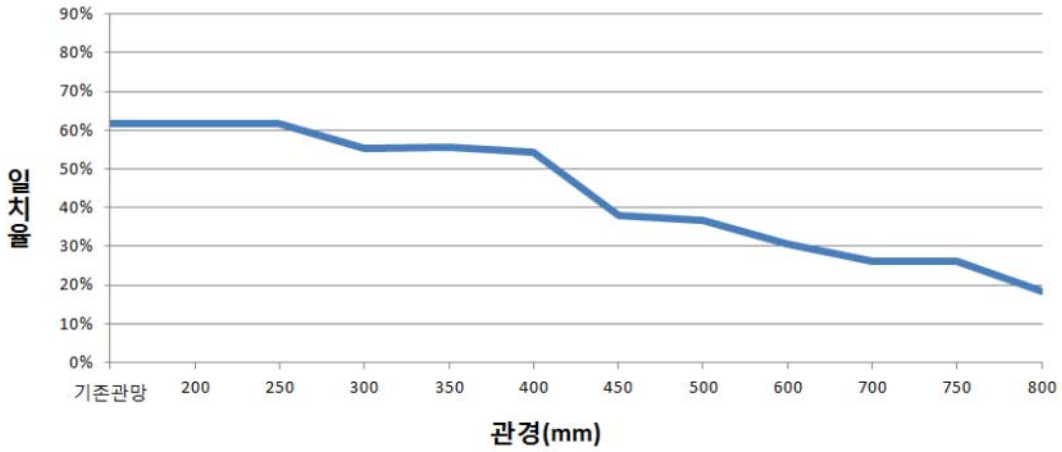


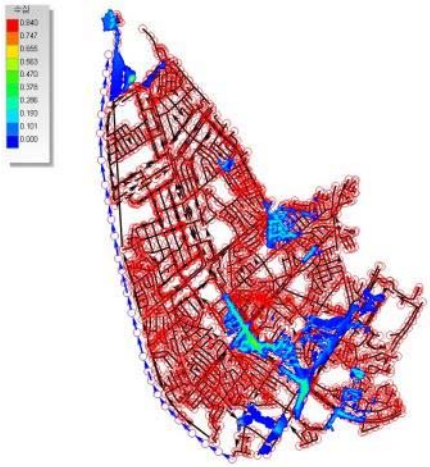
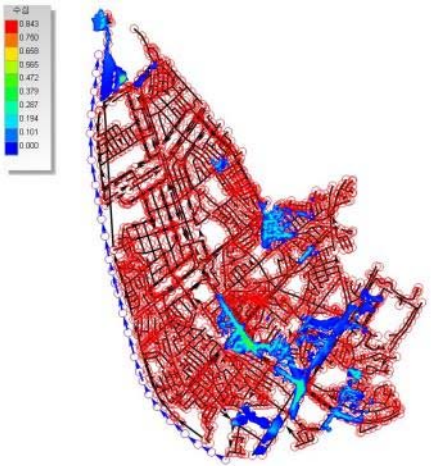
그림 2-3-95 단순화한 관망별 침수면적과 실제 침수면적의 일치율(손실계수 미적용)

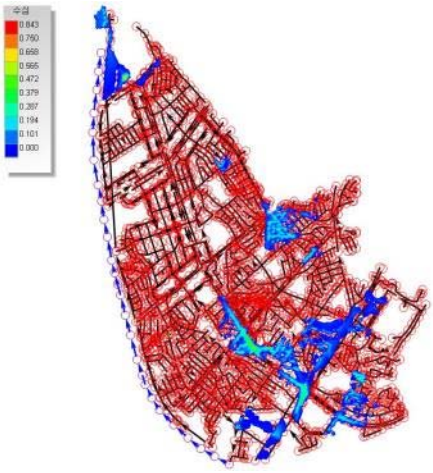
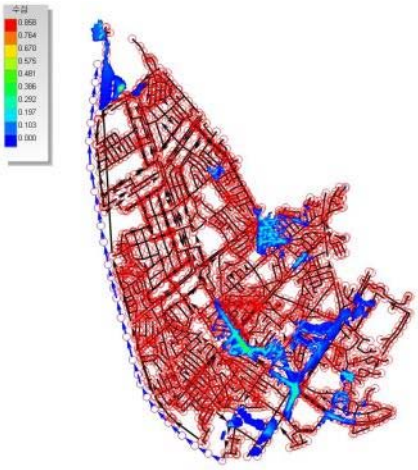
단순화 전의 기존 관망 자료를 이용하여 침수모의를 실시할 경우 실제 침수면적(35.65 ha)과의 일치율은 61.7%로 나타났고, 200 ㎜ 이하의 관을 삭제한 관망은 61.8%, 300 ㎜ 이하의 관을 삭제한 관망은 55.1%, 400 ㎜ 이하의 관을 삭제한 관망의 경우는 54.4%로 나타났다. 침수모의 시 400 ㎜ 이하의 관을 삭제하여 단순화한 관망 자료들을 이용한 경우, 단순화 전의 관망 자료를 이용한 침수모의 결과와 일치율의 차이가 10% 이내로 큰 오차를 보이지 않았으나 450 ㎜ 이상의 관거를 삭제한 경우 실제 침수면적과의 일치율이 40% 이하로 급격히 감소하며 침수면적의 오차의 범위가 23% 이상으로 크게 발생하였다.

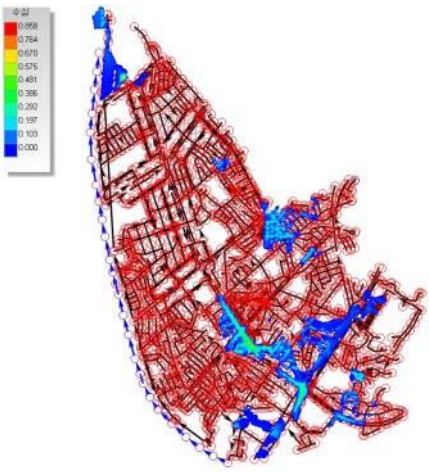
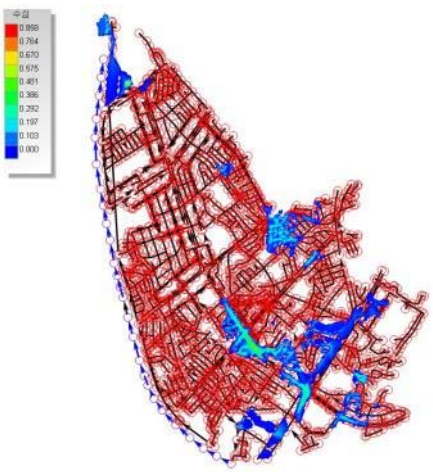
② 손실계수 적용 시 침수범위 분석

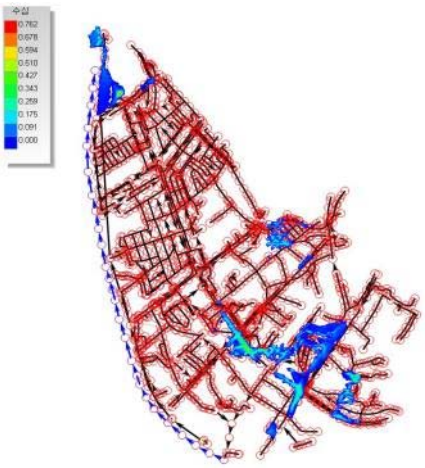
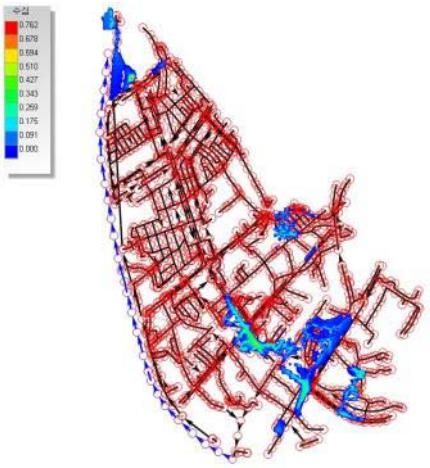
본 연구에서는 대상유역에서 침수모의 시 하수관망 구성에 필요한 최소 관경의 기준을 제시하기 위해 지선 하수관거를 관경에 따라 단순화하여 그에 따른 침수범위를 비교하였고 침수모의 결과는 표 2-3-72와 같다. 침수모의 시 과부하 중간맨홀의 손실계수 0.61(원형)을 적용하여 침수해석을 실시하였다.

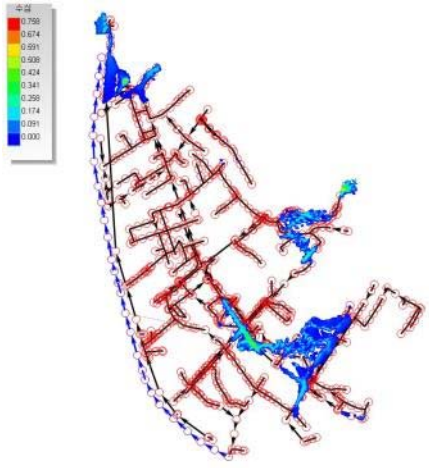
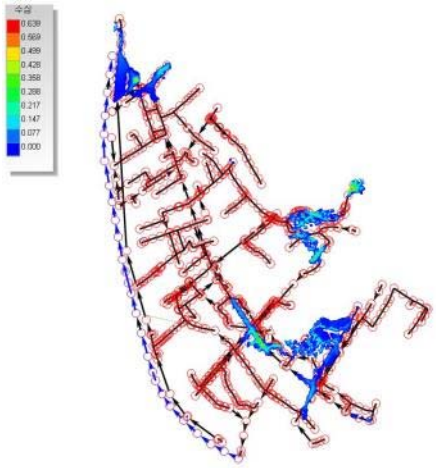
표 2-3-72 단순화한 관망별 침수면적 및 일치율

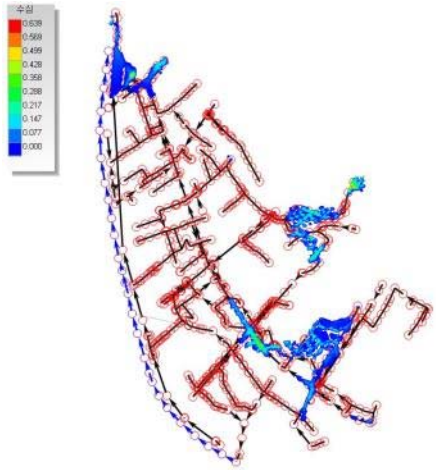
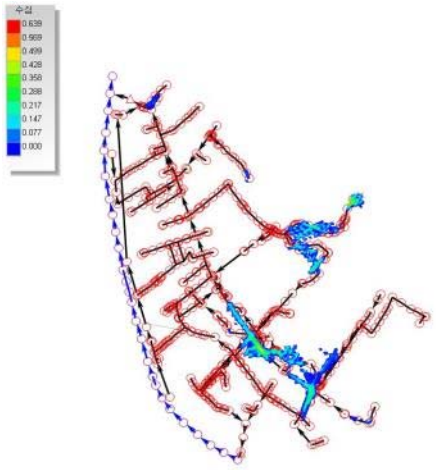
관경기준	기존 관망	200 mm
침수면적		
	28.26 ha	27.78 ha
일치율	79.3%	77.9%

관경기준	250 mm	300 mm
침수면적		
	26.94 ha	26.50 ha
일치율	75.6%	74.3%

관경기준	350 mm	400 mm
침수면적		
	26.45 ha	25.99 ha
일치율	74.2%	72.9%

관경기준	450 mm	500 mm
침수면적		
	16.42 ha	16.20 ha
일치율	46.1%	45.4%

관경기준	600 mm	700 mm
침수면적		
	16.02 ha	12.06 ha
일치율	44.9%	33.8%

관경기준	750 mm	800 mm
침수면적		
	12.34 ha	9.20 ha
일치율	34.6%	25.8%

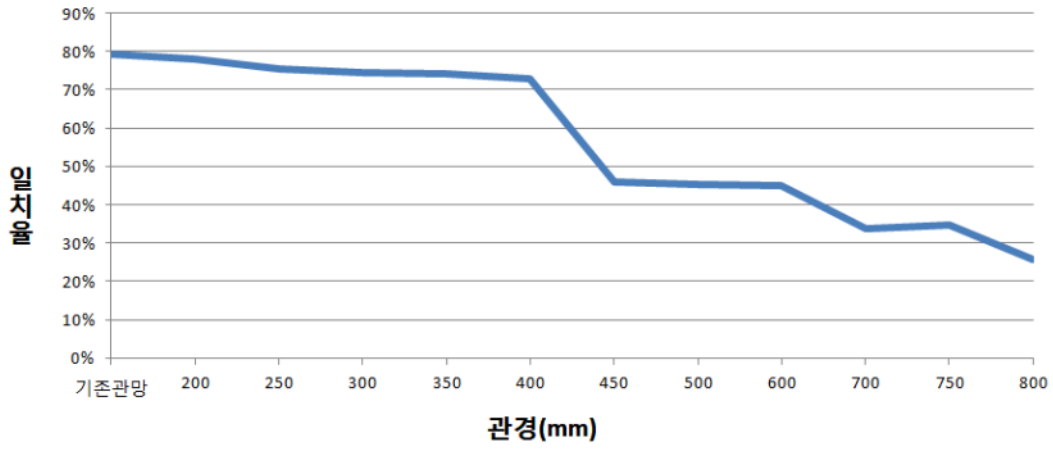


그림 2-3-96 단순화한 관망별 침수면적과 실제 침수면적의 일치율(손실계수 적용)

단순화 전의 기존 관망 자료를 이용하여 침수모의를 실시할 경우 실제 침수면적(35.65 ha)과의 일치율은 79.3%로 나타났고, 200 mm 이하의 관을 삭제한 관망은 77.9%, 300 mm 이하의 관을 삭제한 관망은 70.1%, 400 mm 이하의 관을 삭제한 관망은 72.9%로 나타났다. 침수모의 시 400 mm 이하의 관을 삭제하여 단순화한 관망 자료들을 이용한 경우, 단순화 전의 관망 자료를 이용한 침수모의 결과와 일치율의 차이가 10% 이내로 큰 차이를 보이지 않았다. 그러나 450 mm 이상의 관을 삭제한 관망부터는 실제 침수면적과의 일치율이 50% 이하로 급격하게 감소하며 침수면적의 오차의 범위가 33% 이상으로 크게 발생하였다. 이는 대상유역에서 450 mm 이상으로 구성된 관의 비율이 높았기 때문에 침수 발생이 가능한 관거가 크게 배제되므로 침수해석에 영향을 미친 것으로 사료된다.

따라서 대상유역에서 단순화한 하수관망을 이용하여 침수모의를 실시할 경우, 관경 450 mm이상으로 구성된 관망을 사용하는 것이 적절하다고 판단된다. 또한, 침수모의 결과, 간소화가 많이 진행된 관망일수록 침수면적이 점차 감소하는 경향이 발생하였다. 이는 박종표(2017) 등이 관망 구성 밀도에 따른 침수해석 시 관망 밀도가 낮을수록 침수 범위가 저평가 된다는 사례와 유사한 결과를 나타내고 있다.

또한 단순화한 관망을 이용하여 손실계수 적용 유무에 따른 침수모의 결과와 실제 침수면적과의 일치율을 비교해보았을 때 그림 2-3-97과 같이 손실계수를 적용하였을 때 일치율이 7~19% 증가하는 것으로 보였다. 이에 따라 손실계수를 적용의 합리성을 재확인할 수 있었다.

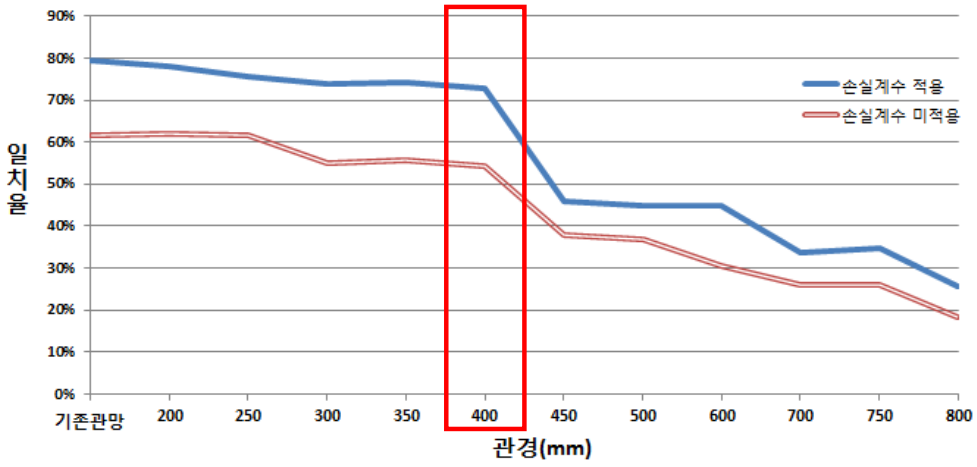


그림 2-3-97 손실계수 적용에 따른 단순화한 관망별 침수면적 일치율의 변화

나. 참고문헌

1) 2-1세부(인제대학교)

1. 국토지리정보원 (1998) 국가고도자료 구축연구(Ⅰ)
2. 국토지리정보원 (1999) 국가고도자료 구축연구(Ⅱ)
3. 환경부 (2011). 하수도 시설기준
4. 한국정보통신기술협회(2009) 수치표고자료 생산절차
5. 국토지리정보원 (2012) 항공레이저측량 작업규정
6. Chow, V.T., Maidment, D.R., and Mays, L.W. (1988) Applied hydrology. McGraw-Hill
7. Huber, W.C., and Dickinson, R.E. (1988) “Stormwater management model, version 4: user's manual Ver. 2.1” U. S. Army Corps of Engineers.
8. Seo, K.W. (1991) “Runoff characteristics analysis of urban runoff experiment catchment due to application of urban runoff models” Journal of Korean Society of Civil Engineers, KSCE, Vol. 24, No. 6B, pp. 521～528.
9. Choi, J.H. (1993) “Analysis of urban runoff models for the design of detention ponds” Master’s Thesis, Kyonggi University (in Korea)
10. Phillips, B.C., Yu, S., Thompson, G.R., and Silva, N.de. (2005). "1D and 2D modelling of urban drainage systems using XP-SWMM and TUFLOW." 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark, August 2005, pp. 21～26.
11. Back, J.K. (2006) “Application and estimation of numerical modeling for urban flood inundation analysis” Master’s Thesis, Kyongbuk University (in Korea)
12. Kwon, O.J., Kim, K.H. (2006) “A study on the generation of DEM for flood inundation simulation using NGIS digital topographic maps” Journal of the Korean Society for Geospatial Information Science, KOGSIS, Vol. 14, No. 1, pp. 49～55.
13. Lee, C.H., Han, K.Y., Noh, J.W. (2006) “Development of urban inundation analysis model using dual-drainage concept” Journal of Korean Society of Civil Engineers, KSCE, Vol. 26, No. 4B, pp. 379～387.
14. Lee, J.H., Yeon, K. S. (2008) “Flood inundation analysis using XP-SWMM model in urban area.” Journal of Korean Society of Hazard Mitigation, KOSHAM, Vol. 8, No. 5, pp. 155～161.
15. Ha, C.Y., Han, K.Y., Cho, W.H. (2010) “2-D inundation analysis according to post-spacing density of DEMs from LiDAR using GIS” Journal of the Korean Society for Geospatial Information Science, KOGSIS, Vol. 13, No. 1, pp. 74～88.
16. NGII(National Geographic Information Institute) (2012) "Working rule agreement for airborne photogrammetry" (in Korea)
17. Seoul Metropolitan Government Flooded area map, Available at : http://safecity.seoul.go.kr(Accessed: September, 22, 2015)
18. Son, A.L., Kim, B.H., Han, K.Y. (2015) “A study on prediction of inundation area considering road network in urban area” Journal of the Korean Society of Civil Engineers, KSCE, Vol. 35, No. 2, pp. 307～318.

2) 2-2세부(한국건설기술연구원)

1. 건설교통부, (2002) 하천설계기준.
2. 서울특별시, (2008) 빗물펌프장 수문 유지관리 및 설계 요령.
3. 서울특별시, (2009) 빗물펌프장 수문 유지관리 및 설계 요령.
4. 이재준, 곽창재, (2008) 우수유출저감용 저류지의 간편설계기법 개발, 한국수자원학회, Vol. 41, No. 7, pp 693-700.
5. 이재준, 김호년, (2008) 도시유역 저류지 위치에 따른 우수유출저감효과 분석, 대한토목학회, Vol. 28, No. 5B, pp 535-546.
6. 한국표준협회, (2011) 펌프 토출량 측정방법(KS B 6302)
7. 한국건설기술연구원, (2013) 하천·항만시설 홍수 재난피해 저감기술 개발
8. 환경부, (2010) 하수도 설계기준
9. 환경부, (2011) 하수도 설계기준
10. Hydraulic Institute, 1998, Pump intake design
11. Choi, J.W., (2003) A Study on the Flow Characteristics around Inkates within a Sump in a Pump Station by PIV(Master Dissertation), Korea Maritime University.
12. Choi, J.W., Choi, Y.D., Lim, W.S. and Lee, Y.H (2009) Numerical Analysis on the Flow Uniformity in a Pump Sump Model with Multi Pump Intake, The KSFM Journal of Fluid Machinery,Vol. 12, No. 4, pp. 14-22.
13. Hazy A . Shabayek, (2010) Improving Approach Flow Hydraulics at Pump Intakes, International Journal of Civil & Environmental Engineering IJCEE-IJENS, Vol. 10(06), pp. 23~31.
14. Kim, J.H., Choi, Y.S. and Lee, K.Y. (2008) A numerical study on the suction performance of a submerged cargo pump, The KSFM Journal of Fluid Machinery, Vol. 11 No. 6, pp. 18-23.
15. Kim, S.W. and Kim, M.H. (2002) Study on Optimal Determination of Pump Specification(I), The KSFM conference proceeding 2002, pp. 69-74.
16. Korea Water Resources Association, (2009) River Design Criteria.
17. Ministry of Environment (2005) Drainage Design Criteria.
18. Nagahara, T., Sato, T., Okamura, T., (2003), Measurement of the Flow around the Submerged Vortex Cavitation in a Pump Intake by Means of PIV, Fifth International Symposium on Cavitation, Cav03-OS-6-011
19. Okamura, T., Kamemoto, K. and Matsui, J. (2007) CFD Prediction and Model Experiment on Suction Vortices in Pump Sump, The 9th Asian Conference on Fluid Machinery, pp. 1-10.
20. Park, S.E. and Roh, H.W. (2007) CFD Prediction on Vortex in Sump Intake at Pump Station, The KSFM Journal of Fluid Machinery, Vol. 10 No. 4, pp. 39-46.
21. Rajendra n V. P., Constantinescu G. S. and Patel V. C., (1998) Experiments on Flow in a Model Water-pump Intake Sump to Validate a Numerical Model, ASME FEDSM98-5098.
22. Rajendran, V. and Patel, V., (2000) "Measurement of Vortices in Model Pump-Intake Bay by PIV.", J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9429(2000)126:5(322), 322-334.
23. Roh, H.W., Kim, J.S. and Suh, S.H. (2002) Flow Analysis around within Sump in a Pump Station using by the CFD, The KSFM conference proceeding 2002 pp. 89-94.
24. Turbomachinery Society of Japan(2005) Standard Method for Model Testing the Performance of a Pump Sump, TSJ S 002 : 2005.

3) 2-3세부(경기대학교)

1. Ahn, J. H., Cho, W. C., and Jung, J. H. (2014). “Flood Simulation for Basin-Shaped Urban Watershed Considering Surface Flow.” Journal of the Korean Society of Civil Engineers, Vol. 34, No. 3, pp.841-847(in Korean).
   Ahn, J. H., Kim, K. W., and Cho, W. C. (2013). “Flooding Risk Assessment Using Flooding Characteristic Values”, Journal of the Korean Society of Civil Engineers, KSCE, Vol. 33, No. 3, pp. 597-964.
2. Arao, S. and Kusuda, T. (1998). “Manhole Profiles for Energy Loss Reduction.” Proceedings of HydraStorm 98, Third International Conference on Stormwater Management, pp. 235-240.
3. Arao, S., T. Kusuda, K. Moriyama, S. Hiratsuka, J. Asada, and N. Hirose. 2011. Energy loss at three-way circular drop manhole under surcharge flow. In Proceedings of the 12th International Conference on Urban Drainage, PAP005089. London, UK: International Water Association.
4. Archer, B., Bettes, F., and Cloyer, P. J. (1978). “Head Losses and Air Entrainment at Surcharged manhole.” Hydraulics Research Station, Report. No. IT185.
5. Argue. J. R. (2000). Storm Drainage Design in Small Urban Catchments: a Handbook for Australian practice, Australian Road Research Board
6. ASCE(1992). Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems, ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No. 77, American Society of Civil Engineers
7. Ashley, R.M., D.J. Balmforth, A.J. Saul, and J.D. Blanskby. 2005. Flooding in the future-predicting climate change, risks and responses in urban areas. Water Science & Technology 52: 265-73.
8. Bauer, W. J. and Woo, D. C. (1964). Hydraulic Design of Depressed Curb-Opening Inlets, Highway Research Record No. 58, Highway Research Board
9. Beak, H. S., Gang, Y. B., Choi, S. K., and Choi, H. K. (2005). “A Comparative Study of XP-SWMM and Hydraulic Model Experiment.” Proceedings of KSCE Conference 2005, KSCE, pp. 2760-2763(in Korean).
10. Bo Pedersen, F., and Mark, O. (1990). “Head Losses in Storm Sewer Manholes : Submerged Jet Theory.", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No. 11, pp. 1317-1328.
11. Bohler, B., Hahn, E., Hsu, E., and Rao, A. (2005). Sensitivity of Detention Basin Volume to Rainfall Input. Proceedings of the 2005 World Water and Environmental Resources Congress, pp. 1-11.
12. Brune, W., Graf, W. H., Apple, E. and Yee, P. P. (1975). “Performance of Pennsylvania Highway Drainage Inlets”, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 101, No. 12, pp. 1519-1536
13. Bulter, D. and David, J. W. (2000). Urban Drainage, E&FN SPON
14. Burgi, P. H. and Gober, D. E. (1977). Bicycle-Safe Grate Inlet Study, Vol.1-Hydraulic and Safety Characteristics of Selected Grate Inlets on Continuous Grades, Report No. FHWA-RD-77-24, Federal Highway Administration
15. California Department of Transportation (2001). Highway Design Manual
16. Cantone. J.P., and Schmidt, A.R. (2009). “Potential Dangers of Simplifying Combined Sewer Hydrologic/ Hydraulic Models”, Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 14, No. 6, pp .596~605.
17. Cho, K.J., Lee, D.S., and Kim H.J. (2014). “Numerical Model Application for Analysis of

Flood Level Mitigation due to Retention-Basin." Journal of the Korea Academia-Industrial Cooperation Society, Vol. 15, No. 1, pp. 495-505.
18. Cho, W. H.., Han, K. Y., Hwang, T. J., and Son, A. L. (2011). "2-D Inundation Analysis in Urban Area considering Building and Road", Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation, KOSHAM, Vol. 11 No. 5, pp. 159-168.
19. Choi, G. W., Lee, H. S., Han, M. S., and Lee, B. J. (2004). "Study on Reduction of Flooding Area Using XP-SWMM at Inundation Region in the Reclaimed Land near the Incheon Bridge." Proceedings of the KWRA Conference 2004, KWRA, pp. 500-505(in Korean).
20. Choi, S.R., and Ahn, T.J. (2011). "Development of river-Reservoir Intergrated Model for Flood Reduction Capacity Analysis of Off-Stream Reservoir." Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation, Vol. 11, No. 3, pp. 165-174.
21. Chow, V. T. (1964). Handbook of Applied Hydrology, McGRAW-Hill
22. Clarke, W. P., Strods, P. J. and Argue, J. R. (1981). "Gutter/Pavement Flow Relationships for Roadway Channels of Moderate or Steep Grade", Proc. I. E. Aust. First Nat. Local Govt. Eng. Conf. Adelaide, pp. 130-137
23. Colorado Department of Transportation (1990). Hydraulic Design Criteria for Highways, Denver, Colorado
24. Connecticut Department of Transportation (2002). Conndot Drainage Manual
25. David, P.S., and Bedient, P.B. (1980). "Detention Storage for Urban Flood Control." Journal of Water Resources Planning and Management Division, ASCE, Vol. 106, No. WR2, pp. 413-425.
26. David, P.S., and Bedient, P.B. (1980). "Detention Storage for Urban Flood Control." Journal of Water Resources Planning and Management Division, ASCE, Vol. 106, No. WR2, pp. 413-425.
27. Despotovic, J. (1987). "Laboratory Investigation of Urban Drainage Inlet Capacity", Proc. Tech. Session D, XXII AIHR Congress and 4th Int. Conf. in Urban Storm Drainage, pp. 94-99
28. Douglas, I., K. Alam, M. Maghenda, Y. McDonnell, L. McLean, and J. Campbell. 2008. Unjust waters: climate change, flooding, and the urban poor in Africa. Environment & Urbanization 20: 187-205.
29. Drainage Services Department, Hong Kong.
30. Drainage Services Department. (2003) Design of Stormwater Inlets-Practice Note No.1/2003.
31. Elettrica, Vol. 66, No. 6, pp. 399-409 [in Italian].
32. Federal Highway Administration (1984). Drainage of Highway Pavement, HEC 12, FHWA-TS-84-202
33. Federal Highway Administration (1996). "Introduction to Highway Hydraulics, Hydraulic Design Series No. 4", FHWA-HI-97-028, Federal Highway Administration.
34. Federal Highway Administration (1996). Highway Hydrology, Hydraulic Design Series No. 2, FHWA-SA-96-067
35. Federal Highway Administration (1996). Introduction to Highway Hydraulics, Hydraulic Design Series No. 4, FHWA-HI-97-028
36. Federal Highway Administration (1996). Urban Drainage Design Manual, HEC 22, FHWA-SA-96-078
37. Federal Highway Administration (2001). Urban Drainage Design Manual, HEC 22, FHWA-NHI-01-021
38. Federal Highway Administration (FWHA). 2001. Urban Drainage Design Manual.
39. Federal Highway Administration. (2005). Urban Drainage Design Manual.
40. Fluent Inc. (2005). Fluent 6.3 User's Guide, Fluent Inc, New Hampshire, USA.
41. Gribbin, J. E. (2002). Introduction to Hydraulics and Hydrology with Applications for

Stormwater Managemrnt 2nd Edition, Delmar
42. Guo, J. C. Y. (1997). Street Hydraulics and Inlet Sizing Using computer model UDINLET, Water Resources Publications
43. Guo, J. C. Y. (2000). “Design of Grate Inlets with a Clogging Factor”, Advances in Environmental Research, Vol. 4, No. 3, pp. 181-186
44. Guo, J. C. Y. (2000). “Street Storm Water Conveyance Capacity”, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 126, No. 2, pp.119-123
45. Guo, J. C. Y. (2000). “Street Stormwater Storage Capacity”, Journal of Water Environment Research, Vol. 72, No. 5, pp. 626-630
46. Guo, J. C. Y. (2000a). “Design of Grate Inlets with a Clogging Factor”, Advances in Environmental Research, Vol. 4, No. 3, pp. 181-186.
47. Guo, J. C. Y. (2000b). “Street Storm Water Conveyance Capacity”, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 126, No. 2, pp. 119-123.
48. Guo, J. C. Y. (2006). Urban hydrology and Hydraulic Design, Water Resources Publications
49. Guo, J. C. Y. (2009). “Street Storm Water Conveyance Capacity”, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 126, No. 2, pp. 119-123.
50. Guo, Y., and Urbonas. B. (1996). “ Maximized Detention Volume Determined by Runoff Capture Ratio.” Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 122, No. 1, pp. 33-39.
51. Guo, Y., and Urbonas. B. (1996). “ Maximized Detention Volume Determined by Runoff Capture Ratio.” Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 122, No. 1, pp. 33-39.
52. Hager, H. W. (2005). “Supercritical Flow in Sewer Manholes.” Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 43, No. 6, pp. 660-667.
53. Hager, W. H. (1999) Wastewater Hydraulics, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
54. Hare, C.M. (1983). “Magnitude of hydraulic losses at junctions in piped drainage systems.” Civil engineering transacions, Instisute of Civil Engineers, Australia, pp.71-77
55. Hong, Y.M., Yeh, N., and Chen, J.Y. (2006). “The simplified Methods of Evaluation Detention Storage Volume for Small Catchment.” Ecological Engineering, Vol. 26, No. 4, pp. 355-364.
56. Hong, Y.N. (2008). “Graphical Estimation of Detention Pond Volume for Rainfall of Short Duration.” Journal of hydro-Environment Research, Vol. 2, No. 2, pp. 109-117.
57. Hotchkiss, R. H. (1994). “Improvements in Curb-Opening and Grate Inlet Efficiency”, Transportation Research Record, No. 1471, pp. 24-30
58. Howarth, D. A. and Saul, A. J. (1984). “Energy Loss Coefficient at Manholes.” Urban Storm Drainage, Proceeding 3rd, pp. 127-136.
59. Hsu, M. H., Chen, S. H., Chang, T. J. (2000). “Inundation Simulation for Urban Drainage Basin with Storm Sewer System.” Journal of Hydrology, ASCE, Vol. 234, No. 1-2, pp. 21-37.
60. Izzard C. F. (1977). “Hydraulic Capacity of Curb Opening Inlets”, Flood Hazard News, UD&FCD
61. Jain, S. C. (1984) Tangential Vortex-inlet. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 12, pp. 1693-1699.
62. Jain, S. C., and Ettema, R. (1987) Vortex-flow Intakes. IAHR hydraulic structures design manual, pp. 125-137.
63. Jain, S. C., and Kennedy, J. F. (1983) Vortex-flow Drop Structures for the Milwaukee Metropolitan Sewerage District Inline Storage System. Iowa Institute of Hydraulic Research, University of Iowa.
64. Jang, I.S., Park, K.B., Lee, M.J., and Lee, J.H. (2010). “Study on Determine of Detention

Pond in Small Developed Area." Journal of Korean Society of Urban Environment, Vol. 10, No. 3, pp. 253-258.
65. Jang, J.Y., and Lee, J.J. (2011). "A simplified Design Method of Culvert Outlet for Detention Pond." Journal of Korea Water Resources Association, Vol. 44, No. 4, pp. 263-273.
66. Jevdjevich, V., and Levin, L. (1953) Entrainment of Air in Flowing Water and Technical Problems Related with It. Proceedings of 5th IAHR Congress, IAHR, pp. 439-454.
67. Johns Hopkins University (1956). The design of Storm Water Inlets, Report of the Storm Drainage Research Committee, Department of sanitary engineering and water Resources, Johns Hopkins University, Baltimore
68. Johnston, A.J. And Volker, R.E. (1990). "Head losses at junction boxes." Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No. 3, pp. 326-341.
69. Kellenberger, M. H. (1988) Wirbelfallschächte in der Kanalisationstechnik. Mitteilungen der Versuchsanstalt fur Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenossischen Technischen Hochschule Zurich, pp. 1-367 [in German].
70. Kim, D.G., and Ko, Y.C. (2005). "A Study on the Calculation of Storage Volume of Storm-Water Detention Basins for Small Urban Catchments." Journal of the Korean Society of Water and Wastewater, Vol. 19, No. 5, pp. 619-624.
71. Kim, D.G., Lee, L.Y., Lee, C.W., Kang, N.R., Lee, J.S., and Kim, H.S. (2011). "Analysis of Flood Reduction Effect of Washland using Hydraulic Experiment." Journal of Korean Wetlands Society, Vol. 13, No. 2, pp. 307-317.
72. Kim, H.J., Bae, D.W., and Yoon, K.S. (2011). "Experimental Study for Analysis of Flood Mitigation Effect by Detention Basin." Journal of the Korea Society of Hazard Mitigation, Vol. 11, No. 6, pp. 281-291.
73. Kim, J. S. (2010). "An Experimental Study for Flow Improvement at Surcharged Manholes", Doctoral Dissertation of Kyonggi University.
74. Kim, J. S., Choi, H. S., and Yoon, S. E. (2010). "An Experimental Study for Estimation of Head Loss Coefficients at Surcharged Combining Junction Manholes", Journal of Korean Water Resources Association, KWRA, Vol.43, No. 5, pp. 445-453.
75. Kim, J. S., Kim, J. H., and Yoon, S. E. (2010) An Experimental Study for Drainage Capacity Improvement of Waterway with Steep Slope. Journal of the Korean Society of Civil Engineers. Korean Society of Civil Engineers, Vol. 33, No. 6, pp. 2303-2315.
76. Kim, J. S., Kwon, I. S., Yoon, S. E., and Lee, J. T. (2006). "An Experimental Study for Clogging Factors Estimation of Grate Inlets in Urban Area", Journal of the Korean Society of Civil Engineers, Vol. 26, No. 2B, pp. 179-186(in Korean).
77. Kim, J. S., Song, J. I., and Yoon, S. E. (2008). "An Experimental Study for Drainage Capacity Increment at Surcharged Square Manholes." Journal of Korean Society of Water and Wastewater, Vol. 22, No. 6, pp. 619-625(in Korean).
78. Kim, J. S., Song, J. I., and Yoon, S. E. (2009). "An Experimental Study for Drainage Capacity Increment at Surcharged Manholes with a 90° Bend." Journal of Korean Society of Water and Wastewater, Vol. 23, No. 4, pp. 447-458(in Korean).
79. Kim, J.S. (2010). "An Experimental Study for Flow Improvement at Surcharged Manholes." Doctoral Dissertation of Kyonggi University(in Korean).
80. Kim, J.S., Song, J.I., and Yoon, S.E. (2008a). "An Experimental Study for Estimation of Head Loss Coefficients at Surcharged Circular Manhole." Journal of Korean Water Resources Association, Vol. 41, No. 3, pp. 305-314(in Korean).

81. Kim, J.S., Song, J.I., and Yoon, S.E. (2008b). “An Experimental Study for Drainage Capacity Increment at Surcharged Square Manholes.” Journal of Korean Society of Water and Wastewater, Vol. 22, No. 6, pp. 619-625(in Korean).
82. Kim, J.S., Song, J.I., and Yoon, S.E. (2009). “An Experimental Study for Drainage Capacity Increment at Surcharged Manholes with a 90° Bend.” Journal of Korean Society of Water and Wastewater, Vol. 23, No. 4, pp. 447-458(in Korean).
83. Kim, Jung Soo, Kim, So Young, Choi, Tea Soon, and Yoon, Sei Eui. (2012) Analysis of Stream Characteristics at Tangential Intake Structure of Deep Underground Storm Water Tunnel. Proceedings of the KWRA Conference 2012, Korea Water Resources Association, p. 604.
84. Kim, Jung Soo, Kim, So Young, Lee, Won, and Yoon, Sei Eui. (2013) Comparison of Stream Characteristics at Intake Structure of Deep Underground Storm Water Tunnel. Proceedings of the Kosham Conference 2013, Korean Society of Hazard Mitigation p. 738.
85. Kim, Jung Soo. (2010) An Experimental Study for Flow Improvement at Surcharged Manholes. Doctoral Dissertation of Kyonggi University.
86. Kim, K. B. (2012). “Development of Numerical Model for Analysing the Characteristics of Flow in Surcharged Manholes.” Doctoral Dissertation of Kyonggi University.
87. Kim, Seung Hyun. (2013) Study in Behavior Characteristics and Systematic Maintenance of Road Slopes in Korea. Doctoral Dissertation of Pusan National University.
88. Kim, Y. J., Han, G. Y., and Cho, W. H. (2010). “Analysis on the Effects of Flood Damage Mitigation according to Installation of Underground Storage Facility.” Journal of the Korean Society of Civil Engineers, Vol. 30 No. 1B, pp.41-51(in Korean).
89. Korea Institute of Construction Technology. (2007) Technology for Reduction of Urban Flood Damage. Korea Agency for Infrastructure Technology Advancement, Ministry of Land, Infrastructure and Transport.
90. Lee, C. H., Han. K. Y., and Choi, K. H. (2006). “DEM Based Urban Inundation Analysis Model Linked with SWMM.” Journal of Korea Water Resources Association, Vol. 39 No. 5, pp.441-452(in Korean).
91. Lee, Dong Sop and Kim, Chang Wan. (2007) Consideration of the Stage-Discharge Relation in Spiral Intake. Proceedings of the KWRA Conference 2012, Korea Water Resources Association, pp. 894-898.
92. Lee, Dong Sop and Kim, Chang Wan. (2008) Investigation on the Stage-Discharge Relation in inclined Spiral Intake. Proceedings of 34th KSCE Conference, Korean Society of Civil Engineers, pp. 2924-2927.
93. Lee, J. H. and Yeon, K. S. (2008). “Flood Inundation Analysis using XP-SWMM Model in Urban Area”, Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation, KOSHAM, Vol. 8 No. 5, pp. 155-161.
94. Lee, J. T., Hur, S. C., Kim, T. H. (2005). “Sensitivity Analysis of the SWMM Model Parameters Based on Design Rainfall Condition”, Journal of Korea Water Resources Association, KWRA, Vol. 38 No. 3, pp. 213-222.
95. Lee, J. T., Yoon, S. E., Kim, K. S., Kim, Y. R., and Ryu, T. H. (2003). “An analysis of interception capability of storm water grate inlet in road” Journal of Korea Water Resources Association, Vol. 36 No. 3, pp. 465-480(in Korean).
96. Lee, J.J., and Kwak, C.J. (2008). “A Development of Simplified Design Method of the Detention Pond for the Reduction of Runoff.” Journal of Korea Water Resources Association, Vol. 41, No. 7, pp. 693-700.

97. Lee, J.J., Kim, H.N. (2008). “Analysis of Rainfall Runoff Reduction Effect Depending upon the Location of Detention Pond in Urban Area.” Journal of the Korean Society of Civil Engineers. B, Vol. 28, No. 5B, pp. 535-546.
98. Lee, J.J., Lee, J.S., Jun, B.H., and Lee, J.T. (1993). “Critical Duration of Design Rainfall for the Design of Storm Sewer in Seoul.” Journal of Korean Association of Hydrological Sciences, Vol. 26, No. 2, pp. 49-57.
99. Lee, J.S., Lee, J.J., Kim, K.H., and Oh, S.H. (1995). “A Study on the Hydrologic Design of Detention Storage Ponds in Urbanized Area.” Magazing of Korea Water Resources Association, Vol. 28, No. 3, pp. 159-173.
100. Lee, J.T., Yoon, S.E., Lee, J.J., and Yoon, Y.N. (1991). “Planning Models for Detention Ponds with Consideration of the Urbanization Effects.” Journal of Korean Association of Hydrologic Sciences, Vol. 24, No. 4, pp. 73-84.
101. Lee, W, Kim, J. S., and Yoon, S. E. (2015). “Inundation Analysis in Urban Area Considering of Head Loss Coefficients at Surcharged Manholes”, Journal of Korea Water Resources Association, KWRA, Vol. 48 No. 2, pp. 127-136.
102. Lee, Y. D. and Kim, J. S. (2008) Improve for Gutter Design Method in Sloping Area. Journal of Korean Society of Hazard Mitigation, Korean Society of Hazard Mitigation, Vol. 8, No. 1, pp. 109-115.
103. Lindvall, G. 1984. Head loss at surcharged manholes with a main pipe and a 90° lateral. In Proceedings of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage, 137-146. Göteborg, Sweden: Chalmers University of Technology.
104. Linsely R. K., Franzini, J. B., Freyberg, D. L. and Tchobanoglous, G. (1992). Water-Resources Engineering 4th Edition, McGRAW-Hill.
105. Maitland, D., Phillips, B. C., Goyen, A. G., and Thompson, G. R. (1999). “Integrated Modeling of Urban Drainage Systems using XP-SWMM32”, 8th International Conference on Urban Storm Drainage (8ICUSD), Sydney, Australia, pp. 1887～1895.
106. Marsalek, J. 1984. Head losses at sewer junction manholes. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE110: 1150-1154.
107. Marsalek, J. and Greek, B. J. (1988). “Head Losses at Manholes with a 90° Bend.” Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 15, No. 5, pp. 851-858.
108. Mays, L. W. (2001). Stormwater Collection Systems Design Handbook, McGRAW-Hill
109. Merlein, J. (2000). “Flow in Submerged Sewers with Manholes.” Urban Watar, Vol. 2, No. 3, pp. 251-255.
110. Ministry of Construction & Transportation. (2001) Design Manual of Road.
111. Ministry of Construction & Transportation. (2003) Drainage Facilities Design & Maintenance Management Guideline of Road.
112. Ministry of Environment (2005). Design Criteria of Sewer Facilities.
113. Ministry of Environment (2011). Design Criteria of Sewer Facilities.
114. Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (2011). The Report of Improvement and Supplement of Probability Rainfall.
115. Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (2012). Design Manual of Road.
116. Motlagh, Y.Y., Nazemi, A.H, Sadraddini, A.A., Addaspour, A. and Motlagh, S.Y. (2013). “Numerical investigation of the effects of combining sewer junction characteristics of the hydraulic parameters of flow in fully surcharged condition.” Water and Environment Journal, Vol. 27, No. 3, pp. 301-316.

117. Myung, Hyun Guk. (2002) Engineering of Computational Thermo-Fluid Dynamics. Munundang.
118. National Disaster Management Institute (2013). Development of inflow equation through the storm water grate inlet based on experiment.
119. Park, Young Eun. (2014) Improvement of Drainage Facility for the Prevention of Landslide and Slope Disaster. Master Thesis of Hanyang University
120. Phillips, B. C., Yu, S., Thompson, G. R., and Silva, N. de. (2005). "1D and 2D Modelling of Urban Drainage Systems using XP-SWMM and TUFLOW", 10th International Conference on Urban Drainage, Cophenhagen/Denmark, August 2005, pp. 21-26.
121. Pugh, C. A. (1980). Bicycle-Safe Grate Inlet Study, Vol. 4-Hydraulic Characteristics of Slotted Inlets, Report No. FHWA-RD-79-106, Federal Highway Administration
122. Rangarajan, S., Takamatsu, M., and Grey, G. (2008). "An Integrated Modelling approach to Stormwater Management." World Environmental and Water Resources Congress 2008 Ahupua'a, pp. 1-7
123. Russell, M.G. (1980). "Analysis of Detention Basin Systems." Water Resources Bulletin, Vol. 16, No. 5, pp. 824-829.
124. Russo, B., Gomez, M., and Martinez, P. (2006). "A Simple Hydrological Approach to Design Inlet Systems in Urban Areas According to Risk Criteria", Proceedings of the 7Th International Conference on Hydroscience and Engineering, pp. 1-15.
125. Ryu, T. H. (2002). "An experimental study for interception capability of storm water inlet", Master's Thesis of Kyonggi University.
126. Ryu, T.H., Kim, J.S. and Yoon, S.E. (2016). "An experimental study for estimation of head loss coefficients at surcharged four-way combining manholes." Journal of Korean Water Resources Association, Vol. 19, No. 12, pp. 1015-1025 (in Korean)
127. Sangster, W. M., Wood, H. W., Smerden, E. T. and Bossy, H. G. (1958). "Pressure changes at storm drain junctions.", Bulletin. No. 41, Engineering Experiment Station, Univ. of Missouri, Columbia.
128. Sangster. W.M., Wood, H.W., Smerden. E.T. and Bossy, H.G. (1959). "Pressure Changes at Open Junction in Conduits." ASCE Journal of the Hydraulics Division, 85, pp. 13-41.
129. Sei Eui Yoon, Jong Tae Lee, Jung Soo Kim, Joon Ho Lee(2007), "An Experimental study for interception efficiency at transverse grate inlets in steep local roads", IAHR 32nd
130. Seoul Metropolitan Government (2002). Review of Design Criteria of Sewer Facilities for Reduction of Habitual Inundation.
131. Seoul Metropolitan Government. (2012) Master Plan for Design and Construction of Detention and Drainage Facilities for Damage Prevention in SinWol.
132. Seoul Safety Nuri. (2013). http://safecity.seoul.go.kr:8070/scmyn_cf/map/cfMap.do
133. Shinji, A., and Tetsuya, K. (1998). "Manhole profiles for energy loss reduction.", Proceedings of HydraStorm 98, Third International Conference on Stormwater Management, Adelaide, pp. 235-240.
134. Smart, P. and Herbertson, J. G. (1992). Drainage Design, Blackie and Son Stephenson, D. (1981). Stormwater Hydrology and Drainage, Elsevier Scientific Publishing Company UD&FCD (2001). Urban Storm Drainage Criteria Manual, Urban Drainage and Flood Control District
135. Smith, J., Phillips, B. C., and Yu, S. (2006). "Modelling Overland Flows and Drainage Augmentations in Dubbo", 46th Floodplain Management Authorities Conference, Lismore, March 2006, pp. 1-14.
136. Song, H.M. and Choi, W.S. (2002). "A study on the Hydraulic Characteristics of Sewer

Manhole" The Korean Society of Water and Wastewater, Vol. 2002, pp. 13-16
137. Tavakol-Davani, H., E. Goharian, C.H. Hansen, D. Apul, and S.J. Burian. 2016. How does climate change affect combined sewer overflow in a system benefiting from rainwater harvesting systems? Sustainable Cities and Society 27: 430-8.
138. Uyumaz, A. (1994). "Highway Storm Drainage with Kerb-Opening Inlets", Science of the Total Environment, Vol. 146, pp. 471-478
139. Verzani, J. (2004). Using R for Introductory Statistics. Chapman&Hall/CRC
140. Viparelli, M. (1950) Su un particolare tipo di imbocco e sull'efflusso con vortice. L'Energia Elettrica, Vol. 27, No. 10, pp. 610-624 [in Italian].
141. Virginia Department of Transportation (2002). Drainage Manual
142. Walesh, S. G. (1989). Urban Surface Water Management, John Wiley & Sons, Inc.
143. Wang, K. H., Cleveland, T. G., Towsley, C., and Umrigar, D. (1998). "Head Loss at Manholes in Surcharged Sewer Systems." Journal of the American Water Resource Association, AWRA, Vol. 34, No. 6, pp. 1391-1400.
144. Wang, K.H., T.G. Cleveland, C. Towsley, and D. Umrigar. 1998. Head loss at manholes in surcharged sewer systems. Journal of the American Water Resource Association 34: 1391-1400.
145. Whiffin, A. C. and Young, C. P. (1973). Drainage of Level or Nearly Level Roads, Laboratory Report No. 602, Crowthorne, Berkshire: Transport and Road Research Laboratory
146. Wong, T. S. W. (1994). "Kinematic Wave Method for Determination of Road Drainage Inlet Spacing", Advanced in Water Resources, Vol.17, pp. 329-336
147. Wong, T. S. W. and Moh, W. H. (1997). "Effective of Maximum Flood Width on Road Drainage Inlet Spacing", Water Science and Technology, Vol. 36, No. 8, pp. 241-246
148. XP Solution. (2013). XP SWMM 2013 User Manual.
149. Yi, S. K., and Cho, W. C. (2002). "Effective Carrying Capacity on Road Drainage Inlets", Proceedings of KSCE Conference 2002, Korean Society of Civil Engineers, pp. 490-493(in Korean).
150. Yoon, Y.J., and Lee, J.C. (2001). "Estimation of the Stormwater Impoundments Volume Dependent on the Durations of Design Rainfall." Journal of Korea Water Resources Association, Vol. 34, No. 5, pp. 415-426.
151. Yoon, Y.J., and Lee, J.C. (2001). "Estimation of the Stormwater Impoundments Volume Dependent on the Durations of Design Rainfall." Journal of Korea Water Resources Association, Vol. 34, No. 5, pp. 415-426.
152. Yu, D., and Lee, J. H. (2009). Hydraulics of Tangential Vortex Intake for Urban Drainage. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 135, No. 3, pp. 164-174.
153. Yu, D., Lee, J. H. W., and Wong, C. K. C. (2008) Stormwater Overflow in Stepped Channel. Journal of Hydro-environment Research, Korea Water Resources Association, Vol. 2, Issue 2, pp. 119-128.
154. Zaghloul, N. A. and Abu Kiefa, M. A., (2001). "Neural network solution of inverse parameters used in the sensitivity-calibration analyses of the SWMM model simulation", Advanced in Engineering Software, 32, pp. 587～595
155. Zhao, C.H., D.Z. Zhu, and N. Rajarattnam. 2004. Supercritical sewer flows at combining junction: a case study of Edworthy Trunk Junction, Calgary, Alberta. Journal of Environmental Engineering Science 3: 343-53.
156. Zhao, C.H., D.Z. Zhu, and N. Rajarattnam. 2006. Experimental study of surcharged flow at combining sewer junction. Journal of Hydraulic Engineering 132: 1259-71.

157. Zhao, C.H., D.Z. Zhu, and N. Rajarattnam. 2008. Computational and experimental study of surcharged flow at a 900low at a 90dy of surchargedJournal of Hydraulic Engineering 134: 688-700.
158. Zhao, C.H., Zhu, D.Z., and Rajarattnam, N. (2004). “Supercritical sewer flows at combining junction: a case study of Edworthy Trunk Junction, Calgary, Alberta.” Journal of Environmental Engineering Science, NRC, Vol. 3, No. 5, pp. 343-353.
159. Zhao, C.H., Zhu, D.Z., and Rajarattnam, N. (2006). “Experimental Study of Surcharged Flow at Combining Sewer Junction.” Journal of hydraulic Engineering, Vol. 132, No. 12, pp. 1259-1271.
160. Zhao, C.H., Zhu, D.Z., and Rajarattnam, N. (2008). “Computational and Experimental Study of Surcharged Flow at a 90° Combining Sewer Junction.” Journal of hydraulic Engineering, Vol. 134, No. 6, pp. 688-700.
161. 건설교통부 (2001). 도로설계편람(Ⅱ).
162. 국립재난안전연구원 (2013). 실험기반 우수배수시설 유입량 산정식 개발
163. 국토해양부 (2012). 도로설계기준.
164. 국토해양부 (2012). 도시부 도로배수시설설계 잠정지침.
165. 권인섭 (2005). 빗물받이의 합리적 설계를 위한 실험적 연구. 경기대학교 석사학위논문
166. 류택희 (2002). 우수받이 차집능력에 관한 실험적 연구. 경기대학교 석사학위논문
167. 서울특별시 (2002). 상습침수 해소를 위한 하수도시설기준 재검토.
168. 신승용 (2003). 도로 빗물받이의 형태 변화에 따른 차집효율 분석. 경기대학교 석사학위논문
169. 윤세의, 이종태, 김정수, 권인섭 (2006). “도시지역에서 빗물받이 막힘계수 산정에 관한 실험적 연구”, 대한토목학회논문집, 제26권, 2B호, pp.179-186.
170. 윤세의, 이종태, 김정수, 김재권 (2007). “급경사 국지도로에서 횡유입부 차집효율 분석에 관한 실험적 연구”, 대한토목학회논문집, 제27권, 1B호, pp.37-44.
171. 윤세의, 이종태, 정재욱, 신승용, 임동환 (2003). “빗물받이 구조의 변화에 따른 차집효율의 분석”, 대한토목학회 정기 학술발표대회 논문집, pp.2784-2789.
172. 윤세의, 이준호, 김정수, 김재권 (2006). “횡유입부의 차집효율 분석”, 한국수자원학회 학술발표회 논문집, pp.519-523.
173. 윤용남 (2008). 기초수문학. 청문각
174. 이상국, 조원철 (2002). “노면 배수를 위한 우수받이의 효율성 분석”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, pp. 490-493
175. 이재수 (2008). 수자원공학. 구미서관
176. 이종태, 김영란, 김갑수, 윤세의, 박영민 (2003). “도로 노면의 형상과 강우의 임계지속시간을 고려한 적정 우수 유출량 산정 및 영향분석”, 대한상하수도학회논문집, 17권 2호 pp. 291-298
177. 이종태, 윤세의, 김갑수, 김영란, 류택희 (2003). “도로 빗물받이의 차집능력분석”한국수자원학회논문집, 제36권, 제3호 pp. 465-480
178. 이종태, 윤세의, 김영란, 류택희 (2002). “우수받이의 차집효율 분석”, 대한 토목학회 학술발표회 논문집, pp. 454-457
179. 이종태, 윤세의, 임동환, 신승용 (2003). “도로의 경사와 빗물받이 간격을 고려한 노면 수리모형실험”, 한국수자원학회 학술발표회 논문집(Ⅱ), pp.647-650
180. 임동환 (2003). “빗물받이 차집능력 분석을 위한 수리모형실험”. 경기대학교 석사학위논문
181. 정종호, 윤용남 (2008). 수자원설계실무 제2판. 구미서관
182. 한국도로공사 (1991). 도로배수계획.
183. 한국도로공사 (2001). 도로설계요령(2).
184. 한국상하수도협회 (2006). 하수도공사 시공관리요령

185. 한국토지개발공사 (1990). 단지내 하수(오, 우수)관 설계에 관한 연구.
186. 한국토지개발공사 (1994). 단지계획·설계실무편람.
187. 환경부 (2010). 하수관거공사 표준시방서.
188. 환경부 (2011). 하수도시설기준.