

말뚝기초를 포함한 철근콘크리트 건물의 비선형 지진해석법에 관한 연구

Nonlinear Seismic Analysis Method of Reinforced Concrete Buildings Including Their Pile Foundations

이 강 석* 이 원 호** 류 해 상***
Lee, Kang Seok Yi, Woon Ho Lew, Hai Sang

국문요약

지진동에 의한 건물의 내진성능은 건물 자체가 보유하고 있는 내력·변형능력뿐만 아니라, 지반상태를 포함한 기초구조의 진동특성, 즉 건물과 기초구조의 동적상호작용을 고려하여 종합적으로 평가해야 한다는 것은 과거의 피해지진의 경험에서 널리 알려져 있다. 이러한 사실은 최근 세계각지에서 발생한 대지진, 1993년 홋카이도 난세오키(北海道南西沖)지진(일본), 1994년 Northridge지진(미국), 1995년 호고켄(兵庫縣)남부지진(일본), 1999년 지지(集集)지진(대만) 등에서도 입증되었다. 한편, 건축물 자체의 내진성능 평가에 관한 연구는 활발히 진행되어 왔으며, 또한 수많은 건물에 적용되었다. 그러나, 건물과 기초구조의 동적상호작용을 고려한 내진성능평가에 관한 연구는 부족하며, 특히 건물과 말뚝기초의 동적상호작용을 고려한 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가에 관한 연구는 더욱 부족한 것이 현재의 실정이다. 본 연구는 철근콘크리트 건물자체 및 지반상태를 포함한 말뚝기초의 비선형거동을 고려한 지진응답해석법을 제안하였다. 이 해석법은 실제 지진에 의하여 말뚝기초부에 피해를 입은 철근콘크리트 건물에 적용하였으며, 해석결과와 지진피해와의 관계를 비교·검토하여, 본 연구에서 제안한 해석기법의 적용가능성을 검증하였다. 본 연구는 말뚝기초를 가지는 철근콘크리트 건물의 내진성능예측의 기본적인 자료로서 활용 가능하다고 사료된다.

주요어 : 비선형 지진응답해석, 내진성능평가, 건물-말뚝기초의 동적상호작용, 철근콘크리트 건물, 지진피해, 무리말뚝효과

ABSTRACT

At present, the information on the foundation-structure interaction is lacking. As a result, the seismic performance evaluation of buildings seldom considers the effect of the foundation performance on the building responses. Recent earthquakes such as the 1993 Hokkaido Nansei-oki Earthquake(M=7.8), the 1994 Northridge Earthquake(M=6.7), the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake(M=7.2), and the 1999 Chi-Chi Earthquake (M=7.6) have shown that building damages are significantly affected by the degree of damage sustained by the building foundation and the interaction between the building and the foundation. This paper presents a nonlinear seismic analysis method for the seismic performance evaluation of reinforced concrete buildings which considers the pile foundation-structure interaction. The proposed method is applied to an actual building which was damaged during the 1993 Hokkaido Nansei-oki Earthquake. The result reveal that the method is able to predict the performance of the building.

Key words : nonlinear seismic analysis, seismic performance evaluation, pile foundation-structure interaction, reinforced concrete buildings, earthquake damage, pile-group effect

1. 서 론

지진동에 의한 건물의 내진성능은 건물 자체(상부구조)가 보유하고 있는 내력·변형능력뿐만 아니라, 지반상태를 포함한 기초구조의 진동특성, 즉 건물과 기초구조의 동적상호작용(foundation-structure interaction)을 고려하여 종합적으로 평가해야 한다는 것은 과거의 피해지진에 의한 경험에서 널리 알려져 있다.⁽¹⁾ 이러한 사실은 최근의 세계각지에서 발생한 대지진, 1993년 일본 홋카이도난세오키(北海道南西沖)지진(M=7.8), 1994년 미국 노스리지(North-ridge) 지진(M=6.7), 1995년 일본 호고켄(兵庫縣)남부지진(M=7.2), 1999년 대만 지지(集集)지진(M=7.3) 등에서도 입증되었다. 한편, 상부구조,

즉 건축물 자체의 내진성능 평가에 관한 연구는 활발히 진행되어 왔으며, 또한 수많은 건물에 적용되었다.^{(2),(3)} 그러나, 상부구조의 연구에 비하면, 건물과 기초구조의 동적상호작용을 고려한 내진성능평가에 관한 연구는 부족하며, 특히 그 가운데, 건물과 말뚝기초의 동적상호작용을 고려한 철근콘크리트(RC) 건물의 내진성능 평가에 관한 연구는 더욱 부족한 것이 현재의 실정이다.

일반적으로 건물과 지반상태를 포함한 기초구조의 동적상호작용효과를 고려한 해석법⁽⁴⁾은 ① 건물-지반(기초포함)을 일체로 해석하는 일체법 및 ② 전체계를 몇 개의 부분으로 분리하여 선형중첩원리로 결합하는 부분구조법으로 대별되며, 이 부분구조법은 각 부분영역의 고유모드를 이용하여 모드축약하는 부분모드법 및 SR(sway-rocking)모델과 같이 각 부분영역의 동적강성행렬을 경계부에 축합한 축약복소강성행렬을 이용한 동적 서브스터럭처(dynamic substructure)법으로 대별된다. 일체법은 전체계를 취급하기 때문에 해석이 동시에 가능하며, 비선형문제에의 적용이 용이하다. 그러나,

* 미국 National Institute of Standards and Technology, 객원연구원
(대표전자 : kslee@nist.gov)

** 정회원 · 평운대학교 건축공학과, 교수

*** 미국 National Institute of Standards and Technology, Senior Researcher

본 논문에 대한 토의를 2003년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2002. 11. 9 / 심사종료일 : 2003. 1. 16)

지반을 포함한 기초구조의 비선형성의 가정 등 모델링에는 신중을 기할 필요성이 있다. 분리해법은 부분영역별로 해석 수법을 분리하여 사용할 수가 있는 장점이 있는 반면, 선형 중첩원리를 바탕으로 하기 때문에, 비선형부분을 하나의 부분영역으로 할 필요가 있으며, 또한 다른 시공간의 해석방법을 결합할 경우에는 적절한 처리, 예를 들면 시간역해석과 주파수응답해석의 결합에는 합성적(convolution) 등이 필요하다.⁽⁴⁾

본 연구에서는 비교적 비선형문제의 적용이 용이하며, 건물 및 기초구조의 해석이 동시에 가능한 일체법을 응용하여, 실제 지진에 의하여 말뚝기초에 피해를 입은 RC 건물을 대상으로 건물자체 및 지반상태를 포함한 말뚝기초의 비선형 거동을 고려한 지진응답해석법을 제안한다. 또한, 이것을 바탕으로 대상건물의 내진성능을 평가함과 동시에, 지진피해와의 관계를 비교·검토하여, 본 연구에서 제안한 해석기법의 적용가능성을 검증한다.

2. 해석대상건물 개요

해석대상건물은 홋카이도난세오키(北海道南西沖) 지진(1993년 7월12일 발생한 일본의 홋카이도난세오키(北海道南西沖)를 진원지(h=34km)로 하는 M=7.8의 지진)^{(5),(6)}에서 최대의 피해가 발생한 오쿠시리(奥尻)섬의 RC 학교건물인 아오나에(靑苗)초등학교(AES)이다.

본 건물은 1972년 및 1973년도의 2기간에 걸쳐서 건설되어진 RC 3층 건물이다. 그림 1에 1층 평면도 및 지진피해상황⁽⁶⁾, 기둥 및 말뚝기초(기성제 RC 말뚝)의 단면성상⁽⁷⁾을 각각 나타내었다. 평면형식은 중북도형식으로, 단변(Y)방향은 3스팬(7.0×3.65×7.0m), 장변(X)방향은 10스팬(각 4.5m)으로 이루어져있다. 구조형식은, Y방향은 내진벽으로 구성된 라멘

구조, X방향은 순라멘구조로 구성되어져 있다. 또한, 칸막이벽, 수벽 및 징두리벽은 콘크리트블록이다.⁽⁶⁾

본 연구에서는 문헌⁽⁶⁾의 지진피해 조사결과, Y방향보다 X방향에 특히 피해가 큰 것을 고려하여, 해석에서는 X방향을 대상으로 본 연구에서 제안한 해석법을 적용하여 내진성능을 검토한다.

3. 말뚝기초를 포함한 RC 건물의 비선형 지진응답해석 개요

실제 구조물은 입체적으로 복잡하게 진동을 하지만, 본 연구에서는 그림 2에 나타내는 것과 같이, 기둥, 보, 말뚝기초 등 각종부재를 선재로 치환하여, 수평방향의 지진력만 고려한 평면골조로 모델링한다. 구조물부분에서는 부재레벨에 입각하여 특특성을 평가하여 응답계산을 하지만, 관성력은 수평방향만 고려한다. 이때 바닥판은 강판으로 가정을 하며, 각층의 수평방향의 변위는 동일한 것으로 가정한다. 한편, 말뚝기초는 그림 3에 나타내는 것처럼, 말뚝머리의 수평력(V)이 증가함에 따라, 즉, $V_1 \Rightarrow V_2 \Rightarrow V_u$ (V_u :극한 수평저항력)로 진행됨에 따라 말뚝머리의 휨모멘트(M_0), 지중부의 최대 휨모멘트(M_{max})가 순차적으로 말뚝의 항복 휨모멘트(M_y)에 도달하여, 극한 수평저항력(V_u) 일 때에는 M_0 및 M_{max} 의 양 위치에 소성힌지(plastic hinge)가 발생한다는 Broms의 말뚝기초의 극한과괴이론⁽⁸⁾을 바탕으로, 그림 3과 같이 말뚝기초의 파괴성상에 입각한 말뚝의 가상고정깊이(D_y)를 설정하여 상부구조와 일체화한 모델을 제안한다. 즉, 본 연구에서는 말뚝기초에 지배적으로 응력이 작용하는 D_y 구간(양단 소성힌지구간)의 휨 및 변형 관계가 상부구조의 기둥과 유사하다는 점을 고려하여 D_y 를 설정한 것으로서, 그림 2의 Detail-J에 나타난 것처럼, 극한 수평저항력일 경우의 휨모멘트 분포를 그림 3의 파선과 같이 직선으로 가정을 하여 해석을 한다.

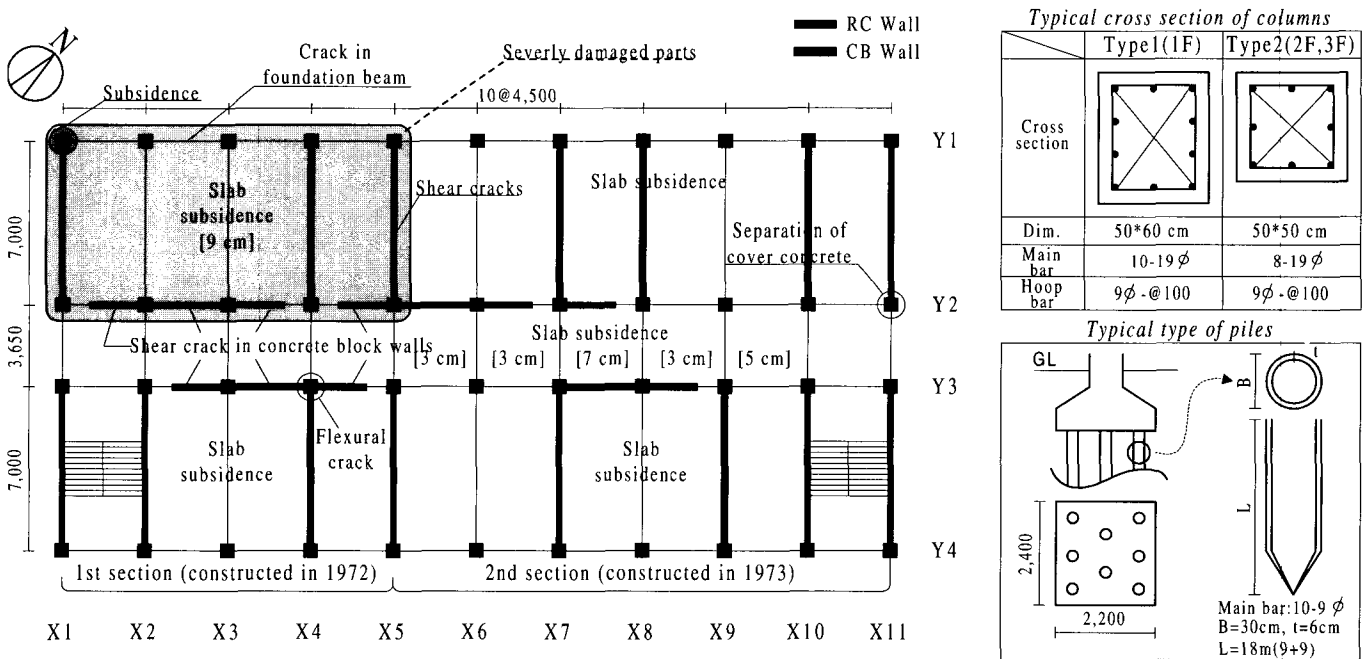


그림 1 1층 평면도 및 지진피해의 상황⁽⁶⁾, 기둥 및 기초의 단면성상⁽⁷⁾

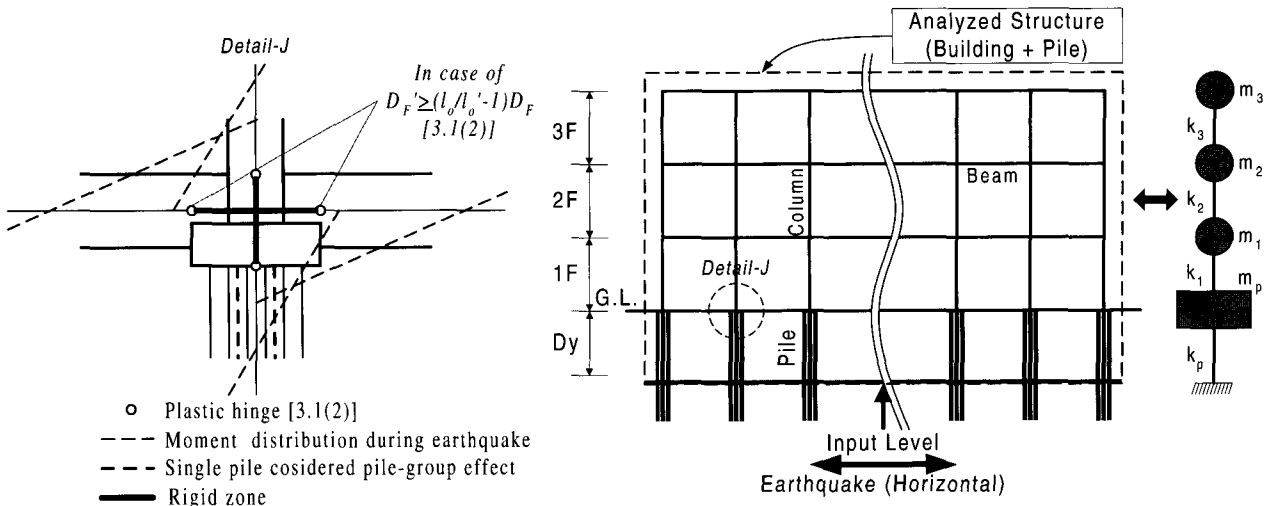


그림 2 건물과 말뚝기초를 고려한 구조물 모델

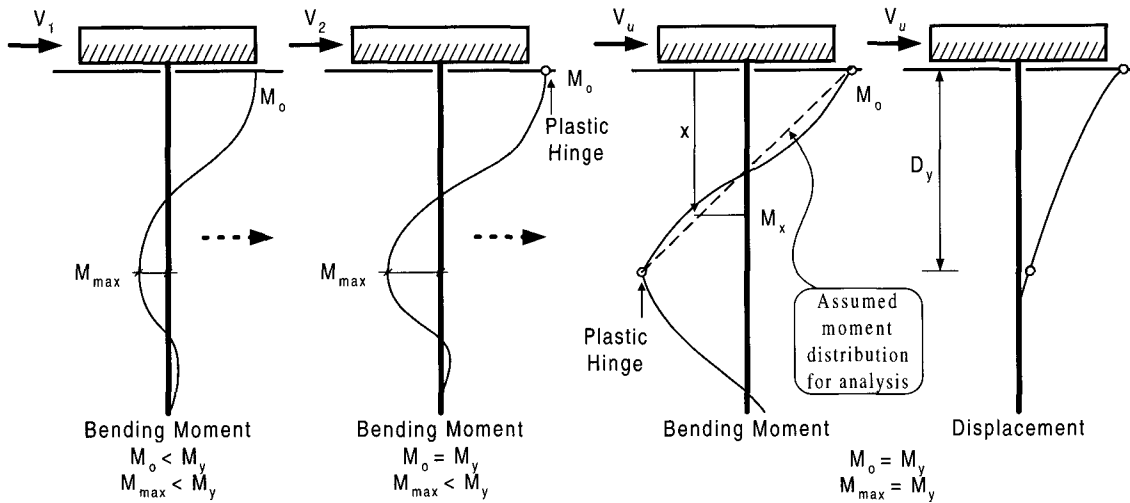


그림 3 Broms의 말뚝기초의 극한파괴이론⁽⁸⁾에 근거한 말뚝기초의 응력상태 및 가상고정깊이(D_y)

한편, 입력지진동(수평지진력)은 후술하는 지반의 성층전단 지반모델^{(1),(9)}에 입각하여, 본 연구에서 모델링한 말뚝기초의 D_y 저면부 레벨에서 입력을 하여 말뚝기초를 포함한 RC 건물의 지진응답을 검토한다.

3.1 구조물의 해석상 가정

- (1) 기둥, 보, 말뚝기초는 선재로 치환하며, 라멘 중심은 각 부재 중심으로 한다. 이때 말뚝기초는 후술하는 D_y 까지 무리말뚝효과(pile-group effect)⁽¹⁰⁾를 고려한 단위말뚝으로 치환하여 해석을 하며, D_y 저면부는 고정으로 가정한다. 또한, 말뚝기초는 일반적으로 말뚝폭에 대한 말뚝길이비(L/B : 본 연구의 말뚝은 $30=900/30$)가 매우 크기 때문에, 휨과파괴가 지배적이라고 판단되므로, 본 연구에서는 말뚝의 전단파괴는 무시한다.
- (2) 각 부재의 항복한지의 위치는 문헌 [2] 및 문헌 [11]을 참고로 다음과 같이 가정을 하며, 기둥, 보 및 말뚝기초의 접합부 등, 각 부재의 중심으로부터 항복한지가 발생하는 부재단까지는 강역(rigid)로 가정한다(그림 2의 Detail-J 참조).
 - ① 일반층의 보 : 날개벽이 없는 경우는 기둥단 위치로

하며, 날개벽이 있는 경우는 날개벽의 가장자리로부터 $D_C/2(D_C$: 보 높이) 들어온 위치로 한다.

- ② 지중보 : $D_F < (l_0/l'_0 - 1) \cdot D_F$ 인 경우는 기둥단의 위치로 하고, $D_F \geq (l_0/l'_0 - 1) \cdot D_F$ 인 경우는 기초판단의 위치로 한다(D_F : 지중보 높이, D_F' :기초판의 저면으로부터 지중보까지의 거리, l_0 : 기둥간 거리, l'_0 : 기초판간 거리).
 - ③ 기둥 : 수벽 및 징두리벽이 없는 기둥은 보단의 위치로 한다. 수벽 및 징두리벽이 있는 경우는 수벽 및 징두리벽의 가장자리로부터 $D_C/2(D_C$: 기둥 폭) 들어온 위치로 한다.
 - ④ 말뚝기초 : 그림 3에 나타난 것처럼, 기초판저면부(말뚝머리부분) 및 D_y 선단부를 항복한지의 위치로 가정한다.
- (3) 각 골조를 양단편의 강한보로 연결하여 구조물 전체를 하나의 평면골조로 해석하였다. 즉, 강막가정이 성립하는 것으로 한다.
- (4) 보의 내력은 보와 협력하는 범위인 슬래브의 유효폭내의 슬래브 철근의 영향도 고려하며, 보단의 장기하중에 의한 휨모멘트는 후술하는 부재의 휨스프링의 복원력특성에 초기치로서 부여하는 것으로 고려한다. 또한, 기둥

의 내력계산용 축력은 장기축력으로 한다.
 (5) 콘크리트블럭벽 등의 비내력벽은 무시한다.

3.2 부재의 모델 및 복원력특성

3.2.1 부재의 모델

부재는 강역을 가지는 선재로 치환하며, 그림 4에 나타내는 것과 같이, 휨스프링과 전단스프링이 직렬 결합한 모델로 가정한다. 즉, 양단의 모멘트로부터 휨에 대한 강성메트리스를 평가하는 Giberson모델(재단 소성스프링법)^{(12),(13)}로 가정한 것으로서, 부재의 재축방향의 변형은 무시를 하며, 부재의 휨은 탄성강성 k_B 를 가지는 탄성선재와 그 양단에 설정한 $(k_{BP})_A$ 및 $(k_{BP})_B$ 의 강성을 가지는 소성회전스프링에 의하여 평가를 하며, 변형은 그것들의 합으로 나타낸다. 또한 전단 변형에 대해서는 재중양부에 설정한 비선형 전단스프링⁽¹⁴⁾에 의하여 평가를 한다.

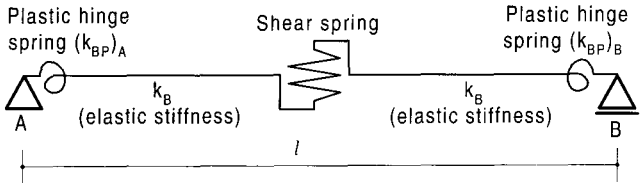


그림 4 부재의 모델링

3.2.2 부재의 복원력특성

휨에 대한 복원력특성은 그림 5(a)와 같이 가정하며, 이력모델은 degrading trilinear형^{(14),(15)}으로 한다. 또한, 전단에 대한 복원력특성은 그림 5(b)와 같이 가정하며, 이력모델은 origin-oriented형⁽¹⁵⁾으로 한다.

3.3 부재의 복원력특성의 산정방법 및 결과

3.3.1 기둥 및 보

각 기둥 및 보 부재의 복원력특성을 결정하는 그림 5(a)

및 (b)에 나타낸 초기강성(k_B, k_S), 휨 균열모멘트(M_c), 전단 균열내력(V_c), 휨 항복모멘트(M_y), 전단 종국내력(V_u) 등의 변수는 「일본내진진단기준」⁽²⁾ 및 「일본건축학회기준」⁽¹¹⁾ 등에서 사용하고 있는 식을 토대로 산정을 하였다(부록 1참조). 표 1(a) 및 (b)에는 대상건물 골조 가운데, Y1-골조의 각 기둥 및 보의 복원력특성을 결정하는 대표적인 변수의 산정결과를 나타내었다.

3.3.2 말뚝기초

말뚝기초의 가상고정깊이(D_y) 및 복원력특성을 결정하는 변수(휨 복원력특성)는 해석 대상건물의 말뚝이 변형성능이 충분하지 못한 기성제 RC 말뚝이기 때문에, 수평지반반력의 비선형성, 말뚝머리의 회전구속도 등을 고려한 수평저항이론(탄성한계치이론)^{(16),(17)}을 근거로한 집중재하에 의한 단면 수치해석법에 의하여 결정하며, 또한 이때의 말뚝기초의 복원력특성은 무리말뚝효과(pile-group effect)⁽¹⁰⁾를 고려한다.

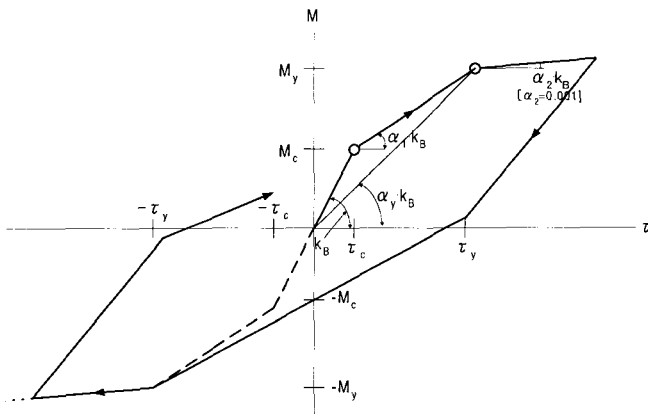
(1) 말뚝기초의 수평저항에 관한 기본방정식 및 일반해

그림 6에 나타내는 것과 같이, 말뚝기초에 수평력 V_0 가 작용할 경우, 깊이 x 의 말뚝기초부에는 지반으로부터 수평반력이 작용한다. 이 반력을 $p(x) = k_h B y$ 라고 하면, 말뚝의 휨변형에 대한 기본방정식은 식 (1)으로 나타낼 수가 있다.⁽¹⁶⁾

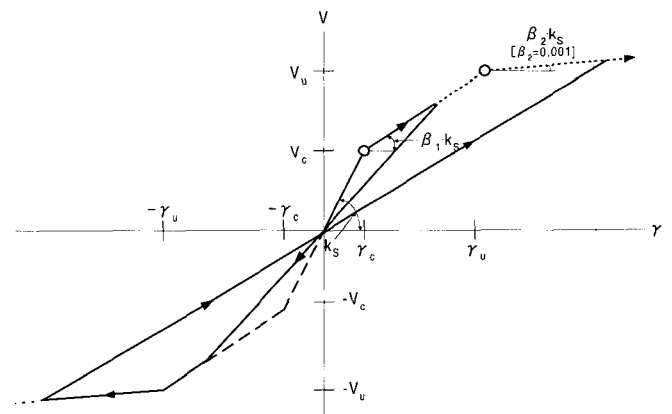
$$\frac{d}{dx} \left(E_p I_p \frac{d^2 y}{dx^2} \right) + [p(x) = k_h B y] = 0 \quad (1)$$

여기서,

- x : 말뚝깊이
- y : 깊이 x 에서의 말뚝기초의 변형
- E_p : 말뚝기초의 영계수
- I_p : 말뚝기초의 단면 2차 모멘트
- $p(x)$: 깊이 x 에서의 수평 지반반력(= $k_h B y$)
- k_h : 수평 지반반력계수
- B : 말뚝직경



부록 1의 휨 복원력특성의 산정방법참조
 (a) Degrading trilinear model



부록 1의 전단 복원력특성의 산정방법참조
 (b) Origin-oriented model

그림 5 부재의 복원력특성

표 1 각 기둥과 보의 복원력특성을 결정하는 대표적인 변수의 산정결과(Y1-골조)

(a) 각 기둥

기둥	M _c (tf.m)	M _y (tf.m)	V _c (tf)	V _u (tf)	α _y	α ₁	
1F	C _{X1}	8.0	16.99	17.47	30.03	0.200	0.117
	C _{X2-X5}	10.0	22.12	18.34	32.1	0.212	0.129
	C _{X6}	10.0	19.29	18.34	31.36	0.200	0.108
	C _{X7-X9}	9.97	22.12	18.34	32.1	0.212	0.129
	C _{X10}	9.97	22.12	22.89	36.82	0.181	0.108
	C _{X11}	8.01	16.99	21.8	34.76	0.170	0.097
2F	C _{X1}	6.34	12.31	14.41	25.75	0.193	0.104
	C _{X2-X9}	7.66	15.83	14.99	27.13	0.203	0.116
	C _{X10}	7.66	15.83	18.71	30.98	0.171	0.097
	C _{X11}	6.34	12.31	17.98	29.6	0.162	0.086
3F	C _{X1,X11}	5.69	10.44	14.12	25.06	0.189	0.096
	C _{X2-X10}	6.34	12.31	14.41	25.75	0.193	0.104

(b) 각 보

보	M _c (tf.m)	M _y (tf.m)	V _c (tf)	V _u (tf)	α _y	α ₁	
1F	1G _{X1-X2} 1G _{X10-X11}	7.73 (7.73)	14.36 (14.36)	20.67	30.07	0.146 (0.146)	0.073 (0.073)
	1G _{X2-X3} ~ 1G _{X9-X10}	7.73 (7.73)	14.36 (14.36)	15.73	22.19	0.186 (0.186)	0.096 (0.096)
2F	2G _{X1-X2} ~ 2G _{X10-X11}	3.52 (5.28)	11.48 (16.93)	7.93	13.15	0.216 (0.209)	0.160 (0.154)
	2G _{X2-X3} ~ 2G _{X9-X10}	3.52 (5.28)	5.74 (16.93)	7.93	12.28	0.195 (0.209)	0.086 (0.153)
3F	3G _{X1-X2} ~ 3G _{X10-X11}	3.02 (4.53)	5.74 (14.05)	6.8	11.18	0.196 (0.206)	0.104 (0.149)
RF	RG _{X1-X2} ~ RG _{X10-X11}	3.02 (4.53)	5.74 (11.19)	6.8	11.18	0.196 (0.188)	0.104 (0.121)

주) 상단은 보의 하부 인장시의 산정결과이며, 하단 ()안은 상부 인장시의 산정결과이다.

식 (1)의 일반해는 식 (2)로 나타낼 수가 있고, 식 (2)의 적분상수 C₁'~C₄'는 말뚝머리 및 선단의 경계조건 등에 의하여 계산할 수 있다. 또한, 임의 지점의 말뚝의 회전각(θ), 휨모멘트(M), 전단력(V)⁽¹⁾은 식 (3)으로 각각 나타낼 수가 있다.

$$y = e^{\beta x} (C_1' \cos \beta x + C_2' \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3' \cos \beta x + C_4' \sin \beta x) \left[\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4E_p I_p}} \right] \quad (2)$$

$$\theta = \frac{dy}{dx}, \quad M = -EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right), \quad V = -EI \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right) \quad (3)$$

본 연구의 해석 대상건물에서는 말뚝기초선단의 경계조

주1) 본 연구에서는 그림 3에 나타낸 바와 같이, 말뚝기초의 양단에 소성형지가 형성되는 극한상태의 휨복 휨모멘트분포를 직선(그림 2 참조: 상부구조의 기둥의 휨모멘트분포(수평력)과 유사하다는 점을 고려)으로 가정을 하였으며, 지진해석시의 말뚝기초부의 총전단력(V)은 이 가정을 토대로 산정한다.

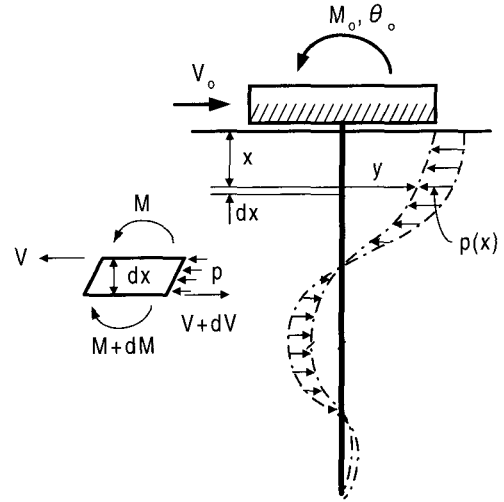


그림 6 말뚝기초의 응력상태

건을 고정으로 가정하였고, 말뚝머리의 경계조건으로서 휨모멘트 M_o를 부여한 식 (4)~식 (6)⁽¹⁷⁾(후술하는 말뚝머리의 회전구속도 α_r=1로 가정)을 각각 이용하여 말뚝기초의 D_y 및 복원력특성을 결정하였다.

$$y_x = \frac{V_o}{4E_p I_p \beta^3} [e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x)] \quad (4)$$

$$\theta_x = \frac{V_o}{4E_p I_p \beta^2} [e^{\beta x} \{ (C_1 + C_2) \cos \beta x + (C_2 - C_1) \sin \beta x \} - e^{-\beta x} \{ (C_3 - C_4) \cos \beta x + (C_3 + C_4) \sin \beta x \}] \quad (5)$$

$$M_x = -\frac{V_o}{2\beta} [e^{\beta x} (C_2 \cos \beta x - C_1 \sin \beta x) - e^{-\beta x} (C_4 \cos \beta x - C_3 \sin \beta x)] \quad (6)$$

여기서,

$$C_i \ (i=1-4) = 1 / \Pi (2\Pi_{11} + \gamma \Pi_{12}) \quad [\gamma = \alpha_r \alpha_z]$$

α_r : 말뚝머리의 회전구속도(자유[핀] : 0, 구속[고정] : 1)

$$\alpha_z = (\sinh^2 z + \sin^2 z) / (\cosh z \cdot \sinh z + \cos z \cdot \sin z)$$

$$z = L \beta \quad (L = \text{말뚝길이})$$

$$\Pi = 1 + 2e^{-2x} (2 + \cos 2z) + 2e^{-4x}$$

$$\Pi_{11} = -e^{-2x} (1 + \sin 2z) - e^{-4x}$$

$$\Pi_{12} = -e^{-2x} (\cos 2z + \sin 2z) - e^{-4x}$$

$$\Pi_{21} = -e^{-2x} (1 + \cos 2z), \quad \Pi_{22} = -e^{-2x} (2 + \cos 2z - \sin 2z) - e^{-4x}$$

$$\Pi_{31} = 1 + e^{-2x} (1 - \sin 2z)$$

$$\Pi_{32} = -1 + e^{-2x} (\cos 2z - \sin 2z)$$

$$\Pi_{41} = e^{-2x} (1 + \cos 2z)$$

$$\Pi_{42} = 1 + e^{-2x} (2 + \cos 2z + \sin 2z)$$

위 식의 수평 지반반력계수(k_h)는 지반의 비선형성을 고려한 식 (7)⁽¹⁶⁾과 같이 가정을 하였다.

$$k_h = k_{h0} \cdot y_o^{-0.5} \quad (7)$$

여기서,

$$k_{ho} = 5.6 \bar{N} B^{-3/4}$$

\bar{N} : 지표면부터 지중부 1/β까지의 평균 N값

y_o : 말뚝머리의 변위

또한, 말뚝머리의 회전구속도(α_r)는 해석 대상건물의 기초판과 말뚝기초(기성제 RC)의 접합부가 본 건물의 건설 당시 현장에서 일체적으로 시공(기초판에 말뚝을 매립후 정착·타설)되었다는 사실⁽⁷⁾을 고려하여, $\alpha_r=1.0$, 즉 고정(강하게 접합된 상태)⁽¹⁶⁾으로 가정하여 말뚝기초의 D_y 및 복원력특성을 결정하여, 지진응답해석을 실시한다. 그림 7에는 위에서 서술한 말뚝기초의 D_y 및 복원력특성 변수의 결정과정을 정리하여 나타내었다.

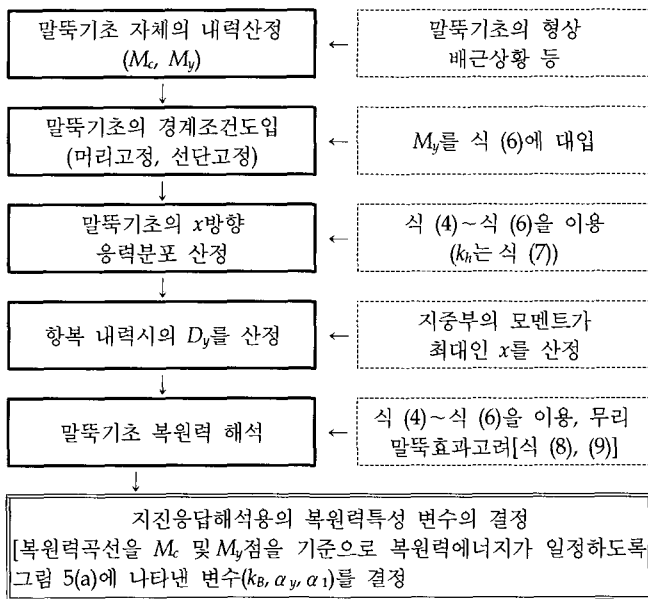


그림 7 말뚝기초의 가상고정깊이(D_y) 및 복원력특성 변수의 결정과정

(2) 말뚝기초의 가상고정깊이의 산정

① 말뚝기초의 개요

그림 1에 나타난 것과 같이, 해석대상건물의 말뚝은 기성제 RC 말뚝으로서 말뚝직경(B)은 30cm, 말뚝길이(L)는 18m(9m+9m)이며, 주근은 10-9φ로 배근되어있다.⁽⁷⁾ 또한, 본 말뚝의 콘크리트 설계강도는 400kgf/cm²이며, 철근의 항복강도는 3000kgf/cm²이다.⁽⁷⁾

② 말뚝기초자체의 내력

말뚝기초자체의 휨 균열모멘트(Mc) 및 휨 항복모멘트(My)는 「일본건축학회기준⁽¹¹⁾」를 참조하여 산정을 하였으며, 표 2에 그 산정결과를 나타내었다.

③ 말뚝기초의 응력분포

말뚝기초의 경계조건(표 2의 산정결과, 말뚝머리고정 및 말뚝선단고정)을 토대로 전술의 식 (4)~식 (6)을 이용하여, 수치해석을 토대로 응력을 산정하였다. 이때의 수평지반반

력계수는 식 (7)을 이용한 것으로서 식 (7)의 k_{ho} 는 본 대상건물(AES)의 실제지질조사⁽¹⁸⁾에 의한 N값을 표 3에 나타내는 것과 같이 사용하였다. 그림 8에는 응력해석결과 가운데, X1-Y1, X2-Y1 및 X1-Y4, X2-Y4말뚝의 휨모멘트의 분포를 나타내었다.

④ 말뚝기초의 가상고정깊이

그림 8에 나타난 말뚝기초의 응력해석결과(휨모멘트의 분포)

표 2 말뚝기초자체의 내력(말뚝기초 1개분)

골조	말뚝위치	말뚝수	Mc(tf·m)	My(tf·m)
Y1	P _{X1,X11}	7	1.07	2.01
	P _{X2-X5, P_{X7-X10}}	8	1.25	2.36
	P _{X6}	11	1.14	2.14
Y2	P _{X1,X11}	7	1.19	2.26
	P _{X2-X10}	8	1.47	2.78
Y3	P _{X1}	9	1.16	2.19
	P _{X2}	11	1.33	2.52
	P _{X3-X9}	8	1.47	2.78
	P _{X10}	9	1.4	2.65
Y4	P _{X1}	7	1.13	2.12
	P _{X2}	9	1.25	2.36
	P _{X3-X10}	8	1.25	2.36
	P _{X11}	7	1.07	2.01

표 3 말뚝기초위치의 평균 N값

골조	말뚝 위치	평균 N값	골조	말뚝 위치	평균 N값
Y1	P _{X1-5}	16	Y3	P _{X1-5}	14
	P _{X6-X11}	9		P _{X6-X11}	9
Y2	P _{X1-5}	16	Y4	P _{X1-5}	13
	P _{X6-X11}	9		P _{X6-X11}	9

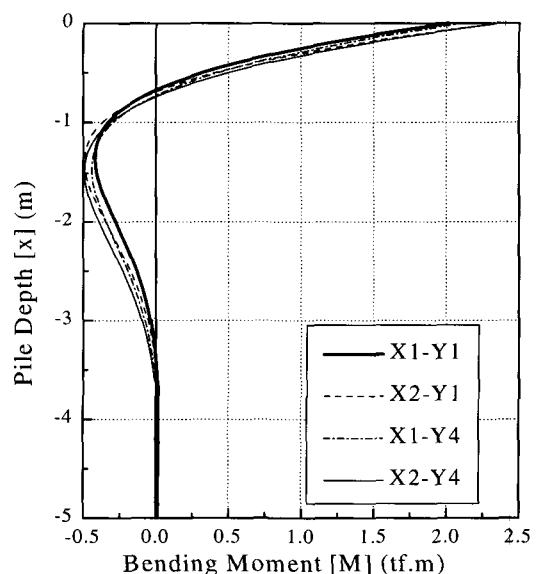


그림 8 X1-Y1, X2-Y1 및 X1-Y4, X2-Y4말뚝의 휨모멘트의 분포

를 바탕으로 지중부에서 최대 휨모멘트가 발생하는 위치의 깊이, 즉 본 연구에서 설정한 D_y 를 산정할 수 있으며, 그림 9에는 각 골조별의 D_y 산정결과를 나타내었으며, 전체적으로 D_y 는 약 140~170cm로 분포하고 있다. 본 연구의 기초부의 응답계산 및 저면부의 지진입력위치(3.4 입력지진파의 설정)는 각 골조의 평균값인 $D_y=160$ cm를 사용한다.

(3) 말뚝기초의 복원력특성

대상건물의 각 말뚝기초의 복원력($M-\theta$)은 식 (4)~식 (6)을 이용한 수치해석을 바탕으로, 식 (8) 및 식 (9)에 나타난 실험에 근거하여 비선형거동을 고려한 문헌⁽¹⁰⁾의 무리말뚝효과를 적용하여 산정하였다.

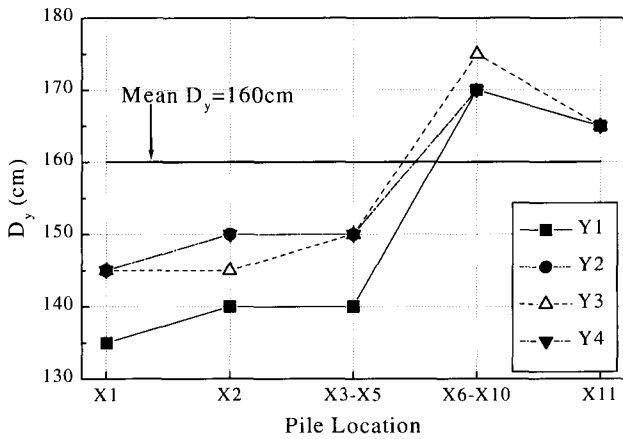


그림 9 각 골조별의 D_y 산정결과

가운데, X1-Y1, X2-Y1 및 X1-Y4, X2-Y4말뚝의 복원력특성을 그림 10에, 또한 복원력특성을 결정하는 대표적인 변수의 산정결과를 표 4에 각각 나타내었다.

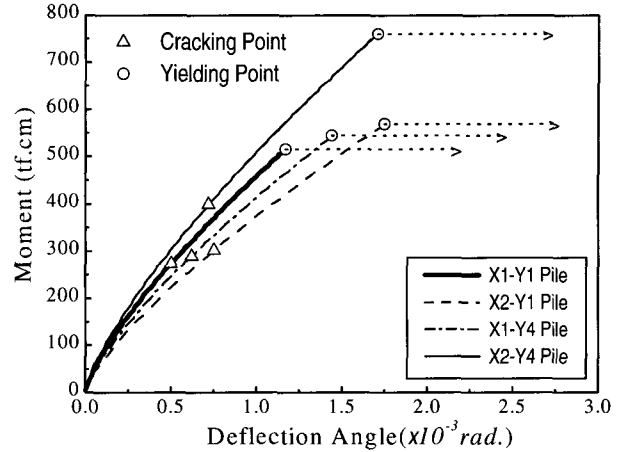


그림 10 대표적인 말뚝의 복원력특성

표 4 말뚝기초의 복원력특성을 결정하는 대표적인 변수의 산정결과

골조	말뚝 위치	말뚝 수	군말뚝 효과(e)	M_c (tf·cm)	M_y (tf·cm)	α_1
Y1	X1	7	0.36	272.3	515.3	0.666
	X2	8	0.30	301.5	568.6	0.664
Y4	X1	7	0.36	288.6	544.1	0.670
	X2	9	0.36	398.9	760.1	0.659

3.4 입력지진파의 설정

전술의 홋카이도난세오키(北海道南西沖)지진에 의한 해석 대상건물 및 그 주변에서 관측된 지진파가 없기 때문에, 본 연구에서는 그림 11과 같이 공학적 판단에 입각하여 대상건물에 입력된 지진파의 특성을 추정하여 응답해석을 실시하였다. 즉, 홋카이도난세오키(北海道南西沖)지진에서 최대가속도를 기록하였으며, 또한 해석대상건물이 위치하는 아오나에(青苗)지구와 진원거리($R=60$ km)가 유사한 스즈(壽都) 기상관측소에서 관측된 지진기록(지표면)인 Sutsu.NS($A_{max}=0.22g$) 및 Sutsu.EW($A_{max}=0.2g$)를 그림 11에 나타내는 것처럼,

$$V_G = V_S \cdot n \cdot e \tag{8}$$

$$\tau_G = \tau_S \cdot 1/e \cdot \left\{ e = 1 - 5 \left\{ 1 - (0.6 - 0.25 \alpha_r) \cdot c^{(0.3 + 0.2 \alpha_r)} \right\} \cdot \left[1 - m_1^{-0.22} m_2^{-0.99} \right] \right\} \tag{9}$$

여기서,

- V_G : 군말뚝의 수평지지력
- V_S : 단일말뚝의 수평지지력
- τ_G : 군말뚝의 수평변형
- τ_S : 군말뚝과 동일한 수평력을 받는 단일말뚝의 수평변형
- n : 말뚝수
- e : 군말뚝효과
- α_r : 말뚝머리의 회전구속도(고정=[1])
- c : 말뚝중심계수(말뚝중심간격을 말뚝폭으로 나눈값)
- m_1 : 하중방향의 말뚝열수
- m_2 : 하중직각방향의 말뚝열수

또한, 이것을 바탕으로 지진응답해석용의 말뚝기초의 복원력특성 변수를 $M-\theta$ 곡선의 M_c 및 M_y 점(말뚝기초자체의 내력)을 기준으로 복원력에너지가 일정하도록 그림 5(a)에 나타난 변수(k_B, α_y, α_1)를 결정하였다. 복원력($M-\theta$)해석결과

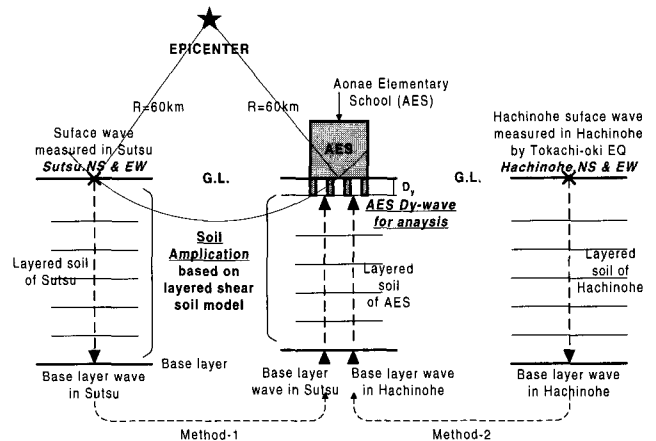


그림 11 해석용 입력지진파의 설정방법

스즈(壽都)기상관측소의 지반특성을 바탕으로 성층전단지반 이론⁽⁹⁾에 의하여 기반면(전단파속도가 500m/sec 이상인 지반층을 본 연구에서는 공학적 기반층으로 가정)의 입사지진파를 산정하였다.

이것을 AES기반면에서 입력하여, D_y 저면부의 해석용 지진파를 설정하였다. 이것은 문헌⁽⁹⁾에 의하면, 진앙거리(R)가 같은 기반면의 입사파는 공학적으로 거의 동등한 증폭특성을 가지기 때문에, 본 대상건물과 R 이 거의 유사한 스즈(壽都)관측소에서 관측된 지진파를 바탕으로 설정한 것이다(Method-1). 스즈(壽都)기상관측소의 지반증폭특성을 바탕으로 기반면 입사지진파를 산정하기 위한 지반특성은 NIED(K-NET)⁽¹⁹⁾를 참조하였으며, AES의 지반특성은 문헌⁽¹⁸⁾을 각각 참조하였다.

또한, 다수의 중·저층 RC 건물에 거대한 피해를 준 1968년 토카치오키(十勝沖)지진당시의 하치노헤(八戸)시 향만사무소에 관측된 지진기록(지표면)인 Hachinohe.NS($A_{max}=0.23g$) 및 Hachinohe.EW($A_{max}=0.18g$)를 하치노헤(八戸)시 향만사무소의 지반특성⁽²⁰⁾을 바탕으로 상기의 Method-1과 동일하게 AES(D_y 저면부) 해석용 지진파를 각각 설정하였다(Method-2).

그림 12 및 13에는 Method-1(AES-SU.EW, AES-SU.NS) 및

Method-2(AES-HA.EW, AES-HA.NS)를 바탕으로 본 연구에서 설정한 AES D_y 저면부 해석용 지진파를 그들의 기반면에서의 입력지진파와 비교하여 각각 나타내었다. 또한, 그림 14에는 AES D_y 저면부의 해석용 지진파(4파)의 가속도 응답스펙트럼(S_A)를 각각 나타내었다.

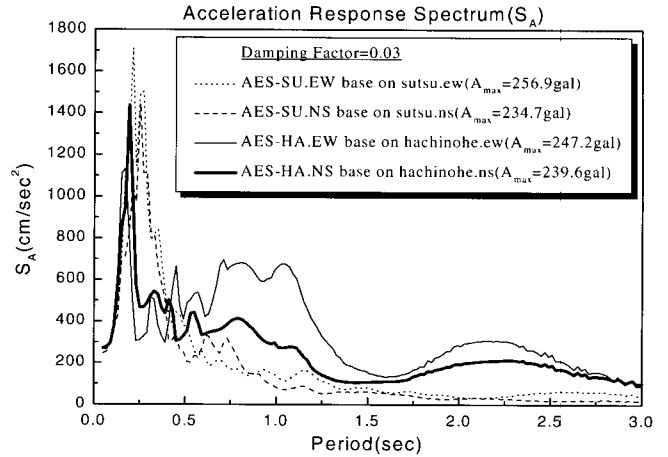


그림 14 입력지진동의 가속도 응답스펙트럼

3.5 응답계산법 및 해석케이스

응답계산시의 수치적분법은 선형가속도법(linear acceleration method)⁽¹⁾에 의하여 계산을 하였고, 감쇠는 탄성시의 1차모드의 감쇠정수(Damping Factor) h 를 상부구조의 경우는 문헌⁽¹⁾을 참고로 3%, 말뚝기초의 경우는 문헌⁽²⁾을 참고로 5%로 하는 내부점성감쇠형으로 하여, 순간강성에 비례시켰다. 한편, 해석케이스는 전술한 바와 같이, 설정지진파에 의하여 표 5에 나타내는 것처럼 합계 4케이스를 설정하였다.

표 5 해석케이스

해석 케이스	설정지진파		
		지진파	$A_{max}(gal)$
Case-1	Method-1	AES-Sutsu.EW	256.9
Case-2	Method-1	AES-Sutsu.NS	234.7
Case-3	Method-2	AES-Hachinohe.EW	247.2
Case-4	Method-2	AES-Hachinohe.NS	239.6

4. 비선형 지진응답해석의 결과

그림 15(a)~그림 18(a)에는 각 케이스별의 말뚝기초부 및 1층의 층전단력(V)-층간변위(δ)의 관계를 나타냈었고, 그림 15(b)~그림 18(b)에는 각 케이스별 말뚝기초를 포함한 각층 층간변위의 시간이력을 나타내었다. 또한, 그림 19에는 각 케이스별 말뚝기초를 포함한 각층 기둥의 최대 지진응답시의 소성화 정도를 나타낸 것으로서, 최대 응답시의 소성율(μ)은 τ_{max}/τ_y 에 의하여 산정을 하였다(본 대상건물의 전 부재는 휨과파에 의하여 내력이 결정되었다). 그림 15~그림 19에 의하면, 다음과 같은 사실을 알 수가 있다.

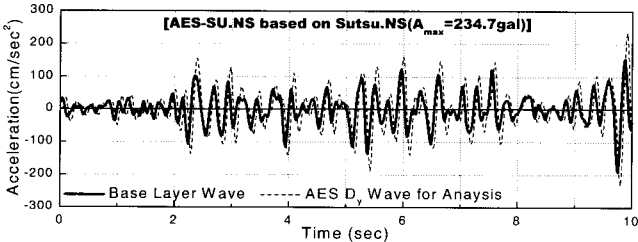
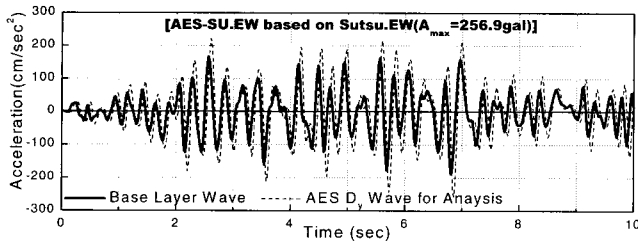


그림 12 해석용 지진파(Method-1)

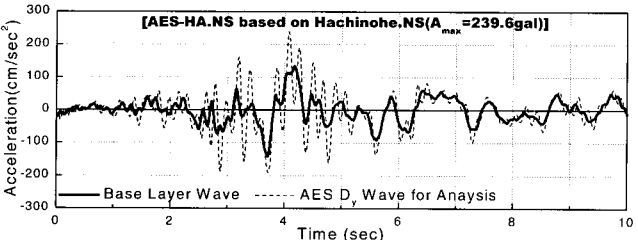
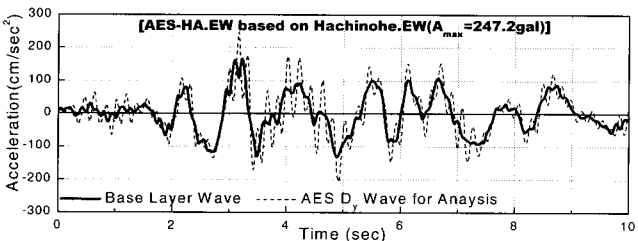
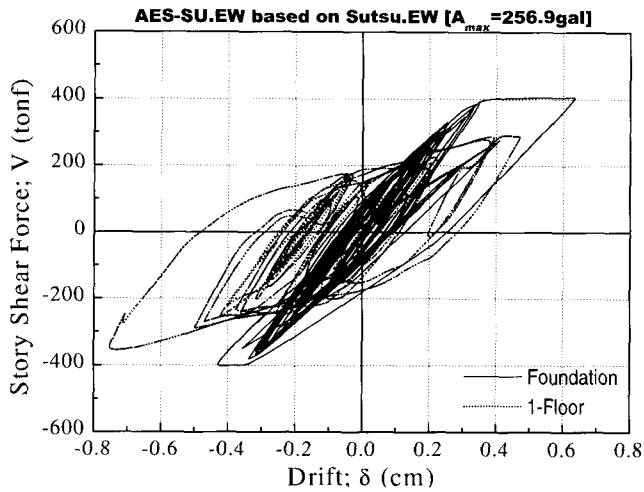


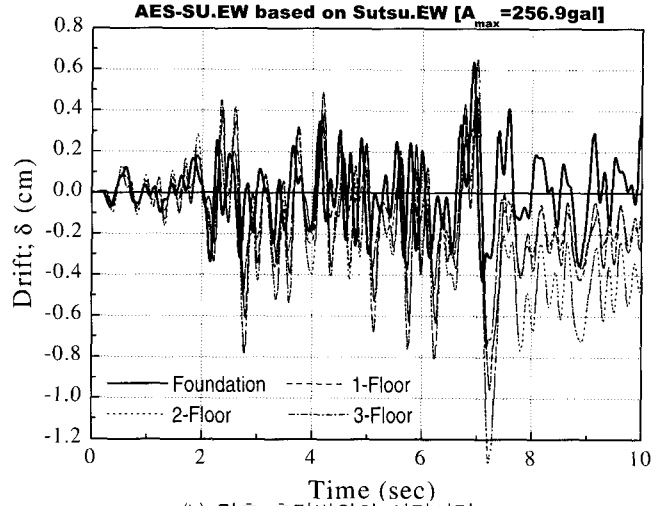
그림 13 해석용 지진파(Method-2)

(1) 건물전체의 층전단력(V) 및 층간변위(δ)의 관계에 의하면, 상부구조는 전 해석케이스가 항복을 하지 않았으며 균열정도가 발생하는 것으로 해석되었으나, 대상건물의

말뚝기초부는 항복을 하였으며, 대변형이 발생하였다 (그림 15~그림 18). 이 해석결과는 각각의 말뚝기초 및 기둥의 소성화정도를 나타낸 그림 19에 의하면, 더욱더

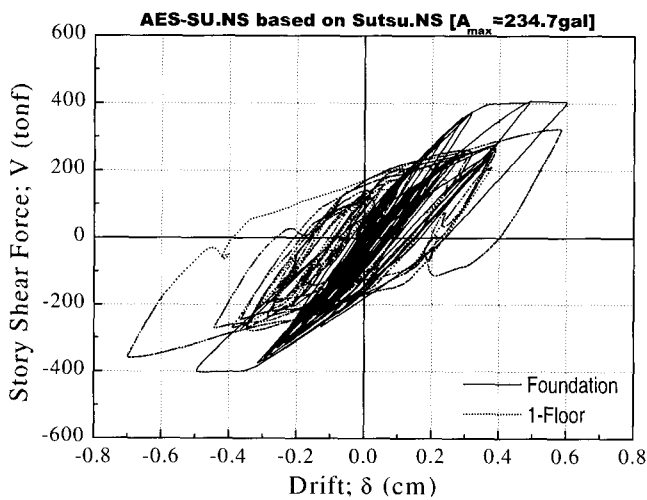


(a) 기초 및 1층의 층전단력과 층간변위의 관계

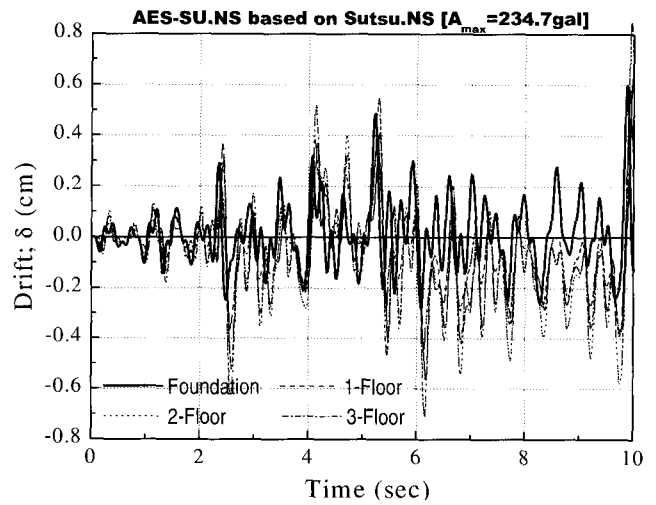


(b) 각층 층간변위의 시간이력

그림 15 Case-1의 해석결과

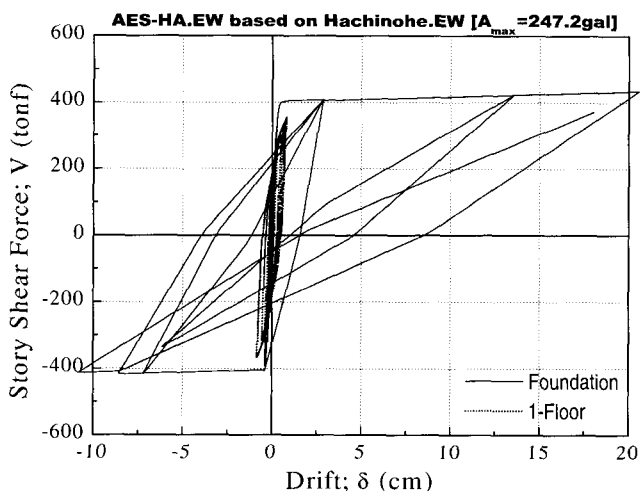


(a) 기초 및 1층의 층전단력과 층간변위의 관계

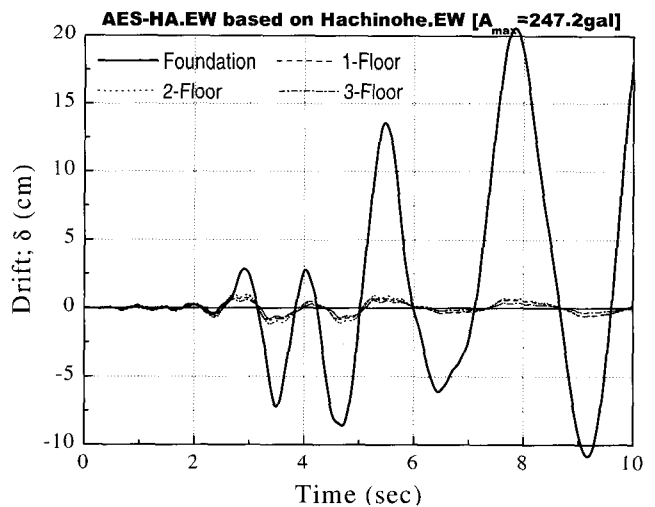


(b) 각층 층간변위의 시간이력

그림 16 Case-2의 해석결과

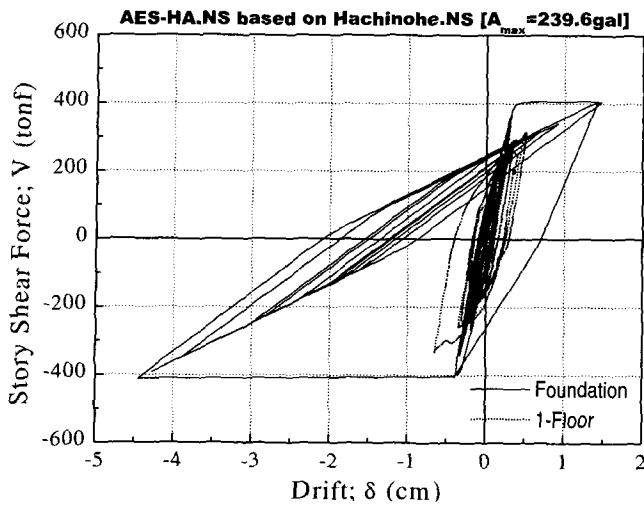


(a) 기초 및 1층의 층전단력과 층간변위의 관계

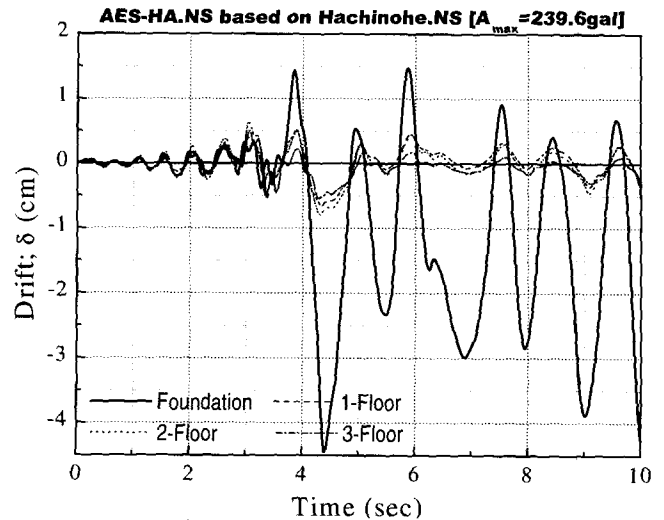


(b) 각층 층간변위의 시간이력

그림 17 Case-3의 해석결과



(a) 기초 및 1층의 층전단력과 층간변위의 관계



(b) 각종 층간변위의 시간이력

그림 18 Case-4의 해석결과

명백하다. 즉, 상부구조의 전 기동(전 해석케이스)은 항복을 하지 않았으며, 탄성범위 내지는 균열이 발생하였으나, 전 해석케이스의 각 말뚝기초는 항복을 하였으며, 특히 Case-3 및 Case-4의 경우는 $\mu=10$ 을 넘었으며, 이것은 문헌⁽²¹⁾의 정의에 따르면, 대파이상의 큰 피해를 받은 것으로 해석되었다.

- (2) 스즈(壽都)기상관측소에서 관측된 강진기록인 Sutsu. EW (Case-1) 및 Sutsu.NS(Case-2)를 바탕으로 설정한 지진파(Method-1)에 비하면, 1968년 토카치오키(十勝沖)지진의 Hachinohe.EW(Case-3) 및 Hachinohe.NS(Case-4)을 바탕으로 설정한 지진파(Method-2)에 의한 지진응답변위(말뚝기초)가 전체적으로 크다. 이것은 대상건물의 탄성 고유주기(약 0.5초) 및 균열·항복에 의한 강성저하에 따른 주기의 증가 등의 영향에 의한 입력지진의 대소에 의한 것으로 판단되며, 입력지진파의 가속도 응답스펙트럼을 나타낸 그림 14에 의하면, 주기 0.5초~1.5초 사이의 응답은 약산적으로 AES-SU.EW(Case-1) \approx AES-SU.NS(Case-2) < AES-HA.NS(Case-4) < AES-HA.EW(Case-3)의 순으로 크게 나타나 있으며, 이 결과는 전술의 대상건물의 해석

결과에도 반영이 되어있다고 사료된다.

- (3) 본 대상건물에서는 본 연구에서 설정한 입력지진파가 상부구조보다는 기초부분의 지진응답에 미치는 영향은 매우 큰 것으로 나타났으며, 전 해석케이스의 해석결과에 의하면 상부구조, 즉 건물자체보다는 기초구조에 보다 큰 피해가 발생할 가능성이 크다고 판단된다.

5. 결 론

철근콘크리트 건물을 대상으로 건물자체가 보유하고 있는 내력·변형능력뿐만 아니라 지반상태를 포함한 말뚝기초의 비선형거동을 고려한 지진응답해석법을 제안함과 동시에, 이것을 적용하여 실제 지진에 의하여 말뚝기초에 피해를 입은 건물의 내진성능을 평가하여 본 연구에서 제안한 해석기법의 적용가능성을 검토하였다. 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서는 Broms의 말뚝기초의 극한파괴이론을 바탕으로 말뚝기초의 파괴성상에 입각한 말뚝의 가상고정 깊이를 설정하여 상부구조와 일체화한 모델을 제안하였으며, 말뚝기초의 복원력특성은 실제 지질조사에 의한 N값을 토대로 한 수평지반반력의 비선형성, 말뚝의 경계조건, 무리말뚝효과 등을 고려한 탄성한계치이론을 근거로한 단면수치해석법에 의하여 결정하였다. 또한, 입력지진동은 성층전단지반이론을 근거로 하여 기반면의 입사지진파 및 해석용 지진파를 각각 설정하였다.
- (2) 본 해석기법의 적용가능성을 검증한 대상건물의 지진응답 해석결과에서는 본 연구에서 설정한 입력지진파, 즉 Case-1~Case-4에 의하여 건물자체는 전반적으로 균열이 발생할 정도로 해석이 되었으며, 그 응답특성은 전 해석케이스가 전반적으로 유사하였다. 그러나, 입력지진파가 말뚝기초부분의 지진응답에 미치는 영향은 매우 큰 것으로 나타났으며, 전 케이스가 항복상태에 도달하였

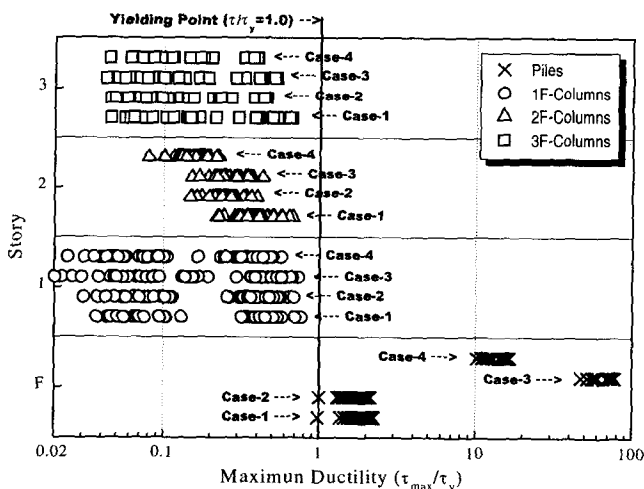


그림 19 최대응답시의 말뚝 및 기둥의 소성화정도

다. 특히, 입력지진과 AES-HA.EW(Case-3) 및 AES-HA.NS(Case-4)의 경우는 소성을 10을 넘는 대변형이 발생하였다. 위와 같은 사실은 본 연구의 대상건물이 건물자체보다는 기초구조에 보다 큰 피해가 발생할 가능성이 있다는 사실을 나타낸 것이라고 사료된다.

(3) 본 연구에서 제안한 말뚝기초를 포함한 철근콘크리트 건물의 비선형 지진응답해석법에 의한 상기의 결과는 문헌⁽⁶⁾에 나타낸 기초굴착조사를 토대로 한 말뚝의 지진 피해상황과 유사(간접적으로)하다고 사료되며, 본 연구를 통하여 말뚝기초를 가지는 철근콘크리트 건물의 내진성능을 예측할 수 있으며, 향후 말뚝기초구조의 내진설계의 기초적인 자료로서 활용 가능하리라 사료된다.

본 대상건물의 말뚝이 변형능력이 충분하지 못한 기성제 철근콘크리트 말뚝이기 때문에 탄성한계치이론을 적용하여 점증재하에 의하여 말뚝의 복원력특성을 결정하였으며, 그 결과를 바탕으로 이력특성을 degrading trilinear 모델로 가정을 하여 해석하였다. 향후, 변형성능이 충분한 말뚝의 복원력특성 및 지진응답해석에 중요한 요인중의 하나인 말뚝기초의 이력특성에 관한 고찰 등이 필요하다고 판단되며, 아울러 본 연구에서 제안한 해석기법을 기초의 지진피해를 받은 다수의 건물에 적용하여 그 해석결과와 지진피해상황을 비교·검토하는 등, 적용가능성의 보편성을 검증할 필요가 있다고 사료된다.

부 록 1 : 부재의 복원력특성 산정방법

(1) 휨 복원력특성의 산정방법^{(2),(11),(15)}

① M_c (휨 균열모멘트)

$$M_c = 1.8\sqrt{F_c}Z\phi \text{ (보)}$$

$$M_c = 1.8\sqrt{F_c}Z + ND/6 \text{ (기둥)}$$

② M_y (휨 항복모멘트)

$$M_y = 0.9 a_t \sigma_y d \text{ (보)}$$

$$M_y = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5ND(1 - N/bDF_c) \text{ (기둥)}$$

③ k_B (휨 탄성강성)

$$k_B = 6EI/l \text{ (보 및 기둥)}$$

④ τ_c (휨 균열시의 재단변형각)

$$\tau_c = (l/6EI)M_c \text{ (보 및 기둥)}$$

⑤ α_y (항복점 강성저하율)

$$\alpha_y = (0.043 + 1.6np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_o) (d/D)^2$$

(보 및 기둥, 보에서는 $\eta_o = 0$)

⑥ α_1 (탄성강성에 대한 항복점 강성의 비율)

$$\alpha_1 = \alpha_y \frac{(M_y - M_c)}{(M_y - \alpha_y M_c)} \text{ (보 및 기둥)}$$

⑦ α_2 (탄성강성에 대한 항복점 이후 강성의 비율)

$$\alpha_2 = 0.001$$

(2) 전단 복원력특성의 산정방법^{(2),(11),(15)}

① V_c (전단 균열내력)

$$V_c = \left\{ \frac{\left(1 + \frac{\sigma_o}{150}\right) 0.065 k_c (500 + F_c)}{\left(\frac{M}{Vd}\right) + 1.7} \right\} bj$$

(보 및 기둥, 보에서는 $\sigma_o = 0$)

② V_u (전단 종국내력)

$$V_u = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{(M/Vd) + 0.12} \right\} bj^+$$

($2.7\sqrt{p_{us} \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_o} bj$ [보 $\sigma_o = 0$]) 및 기둥)

③ k_s (전단 탄성강성)

$$k_s = GA/x \text{ (보 및 기둥)}$$

④ γ_c (전단 균열시의 전단각)

$$\gamma_c = (x/GA) V_c \text{ (보 및 기둥)}$$

⑤ γ_u (전단 종국내력시의 전단각)

$$\gamma_u = 10\gamma_c \text{ (보 및 기둥)}$$

⑥ β_2 (탄성강성에 대한 항복점 이후 강성의 비율)

$$\beta_2 = 0.001$$

여기서,

F_c : 콘크리트 압축강도

Z : 단면계수

ϕ : 단면증대율

N : 축력

D : 높이

a_t : 인장철근 단면적

σ_y : 철근 항복점강도

d : 보 유효춤

b : 폭

E : 영계수(철근 고려)

I : 단면 2차모멘트(슬래브 영향 고려)

l : 크리어스판

n : 탄성계수비(= E_s/E_c)

p_t : 인장철근비

$a = l/2$ (= M/V)

$\eta_o = N/bDF_c$

σ_o : 평균 축방향응력도 (N/bD)

k_c : 단면치수에 따른 보정계수

j : 응력중심간거리

p_{us} : 전단 보강근비

σ_{wy} : 전단 보강근의 항복점강도

G : 전단강성
 A : 전단유효단면적
 x : 단면형상계수

참 고 문 헌

1. 柴田明德, 最新耐震構造解析, 森北出版, 1993
2. (財)日本建築防災協會, 既存コンクリート造建築物の耐震診断基準・付解説, 1977(1990年 改訂).
3. Federal Emergency Management Agency, FEMA-310 · Handbook for Seismic Evaluation of Buildings-A Prestandard, Washington, D.C., 1988.
4. 井口道雄, “研究の現状”, 第3回 構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築學會, 1991, pp. 3-17.
5. 日本建築學會, “1993年北海道南西沖地震災害調査報告”, 1993.
6. 岡田恒男, “1993年7月12日・北海道南西沖地震被害調査報告速報-その2”, 東京大學生産技術研究所, 1993.
7. 万建築設計事務所, “青苗小學校耐力度調査報告書”, 1994.
8. Borms, B. B., “Design of laterally loaded piles,” Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM3, 1965, pp. 79-99.
9. 大崎順彦, 地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版社, 1994.
10. Osamu, T., Koji, M., and Tsuno, I., “Horizontal resistance of a pile-group subjected to lateral load,” Journal of JSCE, Vol. 192, 1971, pp. 79-89.
11. 日本建築學會, 鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991.
12. Berg, G. V. and DaDeppo, D. A., “Dynamic analysis of elastoplastic structures,” Proc. ASCE, Vol. 86, No. EM 2, 1960.
13. Gilbertson, M. F., “Two nonlinear beams with definitions of ductility,” Proceedings of ASCE, Vol. 95, No. ST2, 1966.
14. Otani, S., “Inelastic analysis of RC frame structures,” Proceedings of ASCE, Vol. 100, No. ST7, 1974.
15. 梅村魁遍, 鐵筋コンクリート建物の動的設計法續(中層), 技報堂, 1982.
16. 日本建築學會, 建築基礎構造設計指針(杭基礎の設計), 1993, pp. 197-312.
17. Sugimura, Y., “Theoretical solutions on horizontal resistance of pile by considering degree of restraint for rotation at pile head and pile tip,” Journal of AIJ, Vol. 365, 1986, pp. 132-143.
18. 基礎地盤コンサルタンツ株式會社, 青苗小學校地質調査委託業務, 1995.
19. NIED(National research Institute for Earth science and Disaster prevention), Kyoshin Network (<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>).
20. (財)日本建築學會, “1968十勝沖地震災害調査報告”, 1968.
21. (財)日本建築防災協會, “震災建築物等の被災度判定基準および復舊技術指針-鐵筋コンクリート造編”, 1995.