

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“SOBRERESISTENCIA EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN
ARMADO CON VIGAS Y COLUMNAS”**

Previa a la obtención de Grado Académico o Título de:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

PAÚL MAURICIO MORA MUÑOZ

SANGOLQUÍ, Noviembre de 2007

EXTRACTO

Se presenta un estudio general del factor de reducción de fuerzas sísmicas y sus componentes y varias investigaciones realizadas en el país y en el mundo.

Del análisis de 216 edificios de hormigón armado conformados por vigas y columnas de 1 a 6 pisos, se presenta dos metodologías para hallar el factor de sobre resistencia.

El primero en función de la deriva máxima de piso, para lo cual se obtiene la curva de capacidad sísmica la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal, empleando la técnica del pushover, con el objeto de ilustrar la forma de cálculo se obtiene manualmente esta curva en un pórtico de un vano y un piso empleando un modelo elasto perfectamente plástico.

El segundo en función de la demanda de ductilidad, en donde se obtiene un modelo bilineal de la curva de capacidad sísmica, para relacionar la sobre resistencia con la demanda de ductilidad.

ABSTRACT

This project presents a study of the factor of reduction of seismic forces and their components and several investigations carried out in the country is presented and in the world.

Of the analysis of 216 buildings of reinforced concrete conformed by beams and columns from 1 to 6 floors, it is presented two methodologies to find the factor of over resistance.

The first one in function of the maximum drift of floor, for that which is necessary find the curve of seismic capacity by a non-linear static analysis, using the technique of the pushover, to illustrating the calculation form is obtained this curve manually in a frame of one beam and one floor using a model perfectly elasto plastic.

The second one in function of the demand of ductility where a model bilinear of the curve of seismic capacity obtained, to relate the over resistance with the demand of ductility.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. Paúl Mauricio Mora Muñoz como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil

Fecha

Dr. Roberto Aguiar Falconí

Ing. Marcelo Guerra Avendaño

REVISADO POR

Ing. Jorge Zúñiga Gallegos

AGRADECIMIENTO

A mis padres y familia entera porque siempre creyeron en mi y en mi capacidad, y por apoyarme para la culminación de mi instrucción superior y de este proyecto.

Al Director del proyecto Dr. Roberto Aguiar Falconí, por su asistencia técnica, su apertura y por ser una guía no solamente en el ámbito académico, sino me ayudo a crecer como persona a través de sus valiosos consejos que me los transmitió no como un docente sino como un amigo.

A mis compañeros que se transformaron en amigos que son un soporte y una ayuda incondicional en los buenos y malos tiempos.

Paúl Mauricio Mora Muñoz

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO I

IMPORTANCIA DEL ESTUDIO 1

1.1 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R) 2

1.1.1 Componentes del factor de reducción de fuerzas sísmicas R 3

1.1.2 Disposición del Código Ecuatoriano de la Construcción 5

1.1.3 Descripción de la Norma Técnica de Colombia 9

1.1.4 Propuesta de Vision 2000 11

1.2 FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD 12

1.2.1 Estado del arte acerca del factor de reducción por ductilidad 15

1.3 FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRE RESISTENCIA 19

1.3.1 Estado del arte acerca del factor de reducción por sobre resistencia 22

1.4 FACTOR DE REDUCCIÓN POR REDUNDANCIA 26

1.4.1 Estado del arte acerca del factor de reducción por redundancia 27

CAPITULO II

CAPACIDAD SÍSMICA RESISTENTE 29

2.1 TÉCNICA DEL PUSHOVER 30

2.1.1 Relación momento curvatura 30

2.1.2 Pushover 32

2.2 SOLUCIÓN MANUAL DE UN PÓRTICO 32

2.3 USO DEL PROGRAMA DISIPA 47

2.4 EJEMPLO DE APLICACIÓN 51

CAPITULO III

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA HALLAR SOBRE RESISTENCIA 54

3.1 CURVA DE CAPACIDAD RESISTENTE 55

3.2 DERIVA GLOBAL 57

3.3 DERIVA DE PISO 57

3.4 RELACIÓN ENTRE SOBRE RESISTENCIA Y DERIVA DE PISO 60

CAPITULO IV

RESULTADOS OBTENIDOS PARA DERIVAS DE PISO 63

4.1 DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS 64

4.2 CURVAS DE SOBRE RESISTENCIA	67
4.2.1 Edificios de un piso	76
4.2.2 Edificios de dos Pisos	88
4.2.3 Edificios de tres Pisos	100
4.2.4 Edificios de cuatro Pisos	112
4.2.5 Edificios de cinco Pisos	124
4.2.6 Edificios de seis Pisos	136
4.3 VALORES MEDIOS	148
4.3.1 Gráficas de los valores para todos los casos analizados	148
4.3.2 Graficas de valores medios	148
4.3.3 Graficas de diferenciando condiciones de refuerzo transversal	149
CAPITULO V	
RESULTADOS OBTENIDOS CON DEMANDA DE DUCTILIDAD	152
5.1 OBTENCIÓN DE PUNTOS PARA MODELO BILINEAL	153
5.2 VALORES DE ALFA	154
5.3 GRÁFICAS DE VALORES PARA TODOS LOS CASOS ANALIZADOS	156
5.3.1 Gráficas de valores medios	174
5.3.2 Gráficas de diferenciando condiciones de refuerzo transversal	174
CAPITULO VI	
COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	176
COMENTARIOS	177
CONCLUSIONES	179
RECOMENDACIONES	180
BIBLIOGRAFÍA	182

LISTADO DE TABLAS

CAPITULO I

IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

Tabla 1.1 Valores Factor	7
Tabla 1.2 Coeficientes de reducción de respuesta estructural R	8
Tabla 1.3 Coeficientes de reducción de respuesta estructural R (Colombia)	10
Tabla 1.4 Sismos recomendados por el Comité VISION 2000	11
Tabla 1.5 Valores obtenidos para la variable a	19
Tabla 1.6 Valores de sobre resistencia obtenidos por varios investigadores	23
Tabla 1.7 Factores de sobre resistencia, según diferentes autores y diferentes sistemas estructurales	23
Tabla 1.8 Factores que influyen en la sobre resistencia	24
Tabla 1.9 Valores de R_R del ATC	27

CAPITULO III

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA HALLAR SOBRE RESISTENCIA

Tabla 3.1 Datos para calcular la deriva de piso	58
--	----

CAPITULO IV

RESULTADOS OBTENIDOS PARA DERIVAS DE PISO

Tabla 4.1 Dimensiones de columnas consideradas en el estudio	64
Tabla 4.2 Dimensiones de vigas consideradas en el estudio	65
Tabla 4.3 Carga vertical considerada en el estudio	65
Tabla 4.4 Armadura longitudinal y transversal considerada en el estudio	66
Tabla 4.5 Datos de sobre resistencia para edificios de un piso y dos vanos	67
Tabla 4.6 Datos de sobre resistencia para edificios de dos pisos y dos vanos	68
Tabla 4.7 Datos de sobre resistencia para edificios de tres pisos y dos vanos	70
Tabla 4.8 Datos de sobre resistencia para edificios de cuatro pisos y dos vanos.	71
Tabla 4.9 Datos de sobre resistencia para edificios de cinco pisos y dos vanos	73
Tabla 4.10 Datos de sobre resistencia para edificios de seis pisos y dos vanos	74

CAPITULO V

RESULTADOS OBTENIDOS CON DEMANDA DE DUCTILIDAD

Tabla 5.1 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de un piso	156
Tabla 5.2 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de dos pisos	159
Tabla 5.3 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de tres	162
Tabla 5.4 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de cuatro pisos	165
Tabla 5.5 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de cinco pisos.	168
Tabla 5.6 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de seis pisos	171

CAPITULO VI

COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tabla 6.1 Valores recomendados para R_s	178
--	-----

LISTADO DE FIGURAS**CAPITULO I****IMPORTANCIA DEL ESTUDIO**

Figura 1.1	Zonificación Sísmica del Ecuador	6
Figura 1.2	Zonificación Sísmica de Colombia	9
Figura 1.3	Relación Fuerza Desplazamiento. Regla de igual desplazamiento	13
Figura 1.4	Diferencia de ductilidad.	14
Figura 1.5	Relación Fuerza Desplazamiento. Regla de igual energía	14
Figura 1.6	Modelo elasto perfectamente plástico (Acero)	20
Figura 1.7	Modelo de bloque del ACI (hormigón)	20
Figura 1.8	Modelo real del acero	21
Figura 1.9	Modelo real del hormigón	21
Figura 1.10	Resistencias y desplazamientos característicos para el cálculo de sobre resistencia y ductilidad	22
Figura 1.11	Factores de reducción por sobre resistencia obtenidos por Jain y Narvin(1995)	25
Figura 1.12	Factores de reducción por sobre resistencia determinado por Massumi et al.(2004)	25

CAPITULO II**CAPACIDAD SÍSMICA RESISTENTE**

Figura 2.1	Modelo numérico de un elemento viga o columna	33
Figura 2.2	Modelo numérico de un elemento viga o columna con rótula a la derecha	33
Figura 2.3	Modelo numérico de un elemento viga o columna con rótula a la izquierda	34
Figura 2.4	Modelo de la relación momento curvatura considerada en el ejemplo	34
Figura 2.5	Diagrama del pórtico analizado en el ejemplo	35
Figura 2.6	Sistema Q-q del pórtico analizado en el ejemplo	35
Figura 2.7	Sistema P-p del pórtico analizado en el ejemplo	36
Figura 2.8	Carga permanente aplicada al pórtico analizado en el ejemplo	37
Figura 2.9	Diagrama de momentos para carga permanente	38
Figura 2.10	Primera carga lateral del pushover	39
Figura 2.11	Diagrama de momentos para la carga lateral	40
Figura 2.12	Diagrama de momentos acumulados	40
Figura 2.13	Diagrama de momentos para carga lateral de 5.938T	41
Figura 2.14	Diagrama de momentos acumulados para formar la primera rótula plástica	42
Figura 2.15	Diagrama de momentos para carga lateral que forma la segunda rótula plástica	43
Figura 2.16	Diagrama de momentos acumulados para formar la segunda rótula plástica	43
Figura 2.17	Diagrama de momentos para carga lateral que forma la tercera rótula plástica	45
Figura 2.18	Diagrama de momentos acumulados para formar la tercera rótula plástica	45
Figura 2.19	Diagrama de momentos para carga lateral que forma la cuarta rótula plástica	46
Figura 2.20	Diagrama de momentos acumulados para formar la cuarta rótula plástica	47
Figura 2.21	Secuencia de aparición de las rótulas plásticas	47
Figura 2.22	Geometría de la estructura y secciones	48
Figura 2.23	Archivo de datos	50
Figura 2.24	Inicio del programa y entrada del archivo de datos	50

Figura 2.25 Estructura y secciones del ejemplo	51
Figura 2.26 Planta del edificio del ejercicio	52
Figura 2.27 Curva de capacidad	53

CAPITULO III

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA HALLAR SOBRE

Figura 3.1 Curva de capacidad, niveles de desempeño y límites de daños	56
Figura 3.2 Datos necesarios para obtener la deriva global del edificio	57
Figura 3.3 Edificio de tres pisos con desplazamientos de piso ante un sismo	57
Figura 3.4 Valores medios de β_2	59
Figura 3.5 Ajuste de curva para determinar β_2	59
Figura 3.6 Ejemplo de edificio para ser analizado	60
Figura 3.7 Curva de capacidad	61
Figura 3.8 Curva de sobre resistencia en función de la deriva de piso	62

CAPITULO IV

RESULTADOS OBTENIDOS PARA DERIVAS DE PISO

Figura 4.1 Distribución en planta de edificios analizados	65
Figura 4.2 Tipos de confinamiento para las columnas	66
Figura 4.2 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 1	76
Figura 4.3 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 1	76
Figura 4.4 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 1	76
Figura 4.5 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 2	77
Figura 4.6 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 2	77
Figura 4.7 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 2	77
Figura 4.8 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 3	78
Figura 4.9 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 3	78
Figura 4.10 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 3.	78
Figura 4.11 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 4.	79
Figura 4.12 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 4.	79
Figura 4.13 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 4.	79
Figura 4.14 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 5.	80
Figura 4.15 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 5.	80
Figura 4.16 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 5	80
Figura 4.17 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 6.	81
Figura 4.18 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 6.	81
Figura 4.19 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 6.	81
Figura 4.20 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 7.	82
Figura 4.21 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 7.	82
Figura 4.22 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 7	82
Figura 4.23 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 8.	83
Figura 4.24 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 8.	83
Figura 4.25 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 8	83
Figura 4.26 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 9.	84
Figura 4.27 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 9.	84
Figura 4.28 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 9.	84
Figura 4.29 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 10.	85
Figura 4.30 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 10.	85
Figura 4.31 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 10.	85
Figura 4.32 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 11.	86
Figura 4.33 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 11.	86
Figura 4.34 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 11.	86
Figura 4.35 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 12.	87
Figura 4.36 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 12.	87

Figura 4.37	Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 12	87
Figura 4.38	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 1.	88
Figura 4.39	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 1.	88
Figura 4.40	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 1	88
Figura 4.41	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 2.	89
Figura 4.42	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 2.	89
Figura 4.43	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 2.	89
Figura 4.44	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 3.	90
Figura 4.45	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 3.	90
Figura 4.46	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 3.	90
Figura 4.47	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 4.	91
Figura 4.48	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 4.	91
Figura 4.49	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 4.	91
Figura 4.50	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 5.	92
Figura 4.51	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 5.	92
Figura 4.52	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 5.	92
Figura 4.53	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 6.	93
Figura 4.54	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 6.	93
Figura 4.55	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 6.	93
Figura 4.56	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 7.	94
Figura 4.57	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 7.	94
Figura 4.58	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 7.	94
Figura 4.59	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 8.	95
Figura 4.60	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 8.	95
Figura 4.61	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 8.	95
Figura 4.62	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 9.	96
Figura 4.63	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 9.	96
Figura 4.64	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 9.	96
Figura 4.65	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 10.	97
Figura 4.66	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 10	97
Figura 4.67	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 10.	97
Figura 4.68	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 11.	98
Figura 4.69	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 11.	98
Figura 4.70	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 11	98
Figura 4.71	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 12.	99
Figura 4.72	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 12.	99
Figura 4.73	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 12.	99
Figura 4.74	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 1.	100
Figura 4.75	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 1.	100
Figura 4.76	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 1.	100
Figura 4.77	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 2.	101
Figura 4.78	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 2.	101
Figura 4.79	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 2.	101
Figura 4.80	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 3.	102
Figura 4.81	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 3.	102
Figura 4.82	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 3.	102
Figura 4.83	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 4.	103
Figura 4.84	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 4.	103
Figura 4.85	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 4.	103
Figura 4.86	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 5.	104
Figura 4.87	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 5.	104
Figura 4.88	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 5.	104
Figura 4.89	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 6.	105
Figura 4.90	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 6.	105
Figura 4.91	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 6.	105

Figura 4.92	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 7	106
Figura 4.93	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 7.	106
Figura 4.94	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 7.	106
Figura 4.95	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 8.	107
Figura 4.96	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 8.	107
Figura 4.97	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 8.	107
Figura 4.98	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 9.	108
Figura 4.99	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 9.	108
Figura 4.100	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 9.	108
Figura 4.101	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 10	109
Figura 4.102	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 10.	109
Figura 4.103	Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 10.	109
Figura 4.104	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 11	110
Figura 4.105	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 11.	110
Figura 4.106	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 11.	110
Figura 4.107	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 12.	111
Figura 4.108	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 12.	111
Figura 4.109	Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 12.	111
Figura 4.110	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 1.	112
Figura 4.111	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 1.	112
Figura 4.112	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 1.	112
Figura 4.113	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 2.	113
Figura 4.114	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 2.	113
Figura 4.115	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 2.	113
Figura 4.116	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 3.	114
Figura 4.117	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 3.	114
Figura 4.118	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 3.	114
Figura 4.119	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 4.	115
Figura 4.120	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 4.	115
Figura 4.121	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 4.	115
Figura 4.122	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 5.	116
Figura 4.123	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 5. .	116
Figura 4.124	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 5.	116
Figura 4.125	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 6	117
Figura 4.126	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 6.	117
Figura 4.127	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 6.	117
Figura 4.128	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 7.	118
Figura 4.129	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 7.	118
Figura 4.130	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 7.	118
Figura 4.131	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 8.	119
Figura 4.132	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 8.	119
Figura 4.133	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 8.	119
Figura 4.134	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 9.	120
Figura 4.135	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 9.	120
Figura 4.136	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 9.	120
Figura 4.137	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 10.	121
Figura 4.138	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 10.	121
Figura 4.139	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 10.	121
Figura 4.140	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 11.	122
Figura 4.141	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 11.	122
Figura 4.142	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 11.	122
Figura 4.143	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 12.	123
Figura 4.144	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 12.	123
Figura 4.145	Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 12.	123
Figura 4.146	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 1..	124

Figura 4.147	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 1.	124
Figura 4.148	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 1.	124
Figura 4.149	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 2.	125
Figura 4.150	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 2.	125
Figura 4.151	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 2.	125
Figura 4.152	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 3.	126
Figura 4.153	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 3.	126
Figura 4.154	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 3.	126
Figura 4.155	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 4.	127
Figura 4.156	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 4.	127
Figura 4.157	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 4.	127
Figura 4.158	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 5.	128
Figura 4.159	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 5.	128
Figura 4.160	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 5.	128
Figura 4.161	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 6.	129
Figura 4.162	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 6.	129
Figura 4.163	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 6.	129
Figura 4.164	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 7.	130
Figura 4.165	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 7.	130
Figura 4.166	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 7.	130
Figura 4.167	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 8.	131
Figura 4.168	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 8.	131
Figura 4.169	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 8.	131
Figura 4.170	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 9.	132
Figura 4.171	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 9.	132
Figura 4.172	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 9.	132
Figura 4.173	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 10.	133
Figura 4.174	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 10.	133
Figura 4.175	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 10.	133
Figura 4.176	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 11.	134
Figura 4.177	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 11.	134
Figura 4.178	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 11.	134
Figura 4.179	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 12.	135
Figura 4.180	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 12.	135
Figura 4.181	Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 12.	135
Figura 4.182	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 1.	136
Figura 4.183	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 1.	136
Figura 4.184	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 1.	136
Figura 4.185	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 2.	137
Figura 4.186	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 2.	137
Figura 4.187	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 2.	137
Figura 4.188	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 3.	138
Figura 4.189	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 3.	138
Figura 4.190	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 3.	138
Figura 4.191	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 4.	139
Figura 4.192	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 4.	139
Figura 4.193	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 4.	139
Figura 4.194	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 5.	140
Figura 4.195	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 5.	140
Figura 4.196	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 5.	140
Figura 4.197	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 6.	141
Figura 4.198	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 6.	141
Figura 4.199	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 6.	141
Figura 4.200	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 7.	142
Figura 4.201	Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 7.	142

Figura 4.202 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 7.	142
Figura 4.203 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 8.	143
Figura 4.204 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 8.	143
Figura 4.205 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 8.	143
Figura 4.206 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 9.	144
Figura 4.207 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 9.	144
Figura 4.208 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 9.	144
Figura 4.209 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 10.	145
Figura 4.210 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 10.	145
Figura 4.211 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 10.	145
Figura 4.212 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 11.	146
Figura 4.213 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 11.	146
Figura 4.214 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 11.	146
Figura 4.215 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 12.	147
Figura 4.216 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 12.	147
Figura 4.217 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 12.	147
Figura 4.218 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos	148
Figura 4.219 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos	148
Figura 4.220 Valores medios de sobre resistencia en función de drift	148
Figura 4.221 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo simple	149
Figura 4.222 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo simple	149
Figura 4.223 Valores medios de sobre resistencia en función del porcentajes de drift o deriva con estribo simple	149
Figura 4.224 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo y gancho	150
Figura 4.225 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo y gancho	150
Figura 4.226 Valores medios de sobre resistencia en función del porcentajes de drift o deriva con estribo y gancho	150
Figura 4.227 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo doble	151
Figura 4.228 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo doble	151
Figura 4.229 Valores medios de sobre resistencia en función del porcentajes de drift o deriva con estribo doble	151

CAPITULO V

RESULTADOS OBTENIDOS CON DEMANDA DE DUCTILIDAD

Figura 5.1 Curva de capacidad y modelo bilineal	153
Figura 5.2 Puntos asociados a diferentes demandas de ductilidad	
Figura 5.3 Valores del α de las estructuras consideradas en el estudio	154
Figura 5.4 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad	155
Figura 5.5 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad	174
Figura 5.5 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad con estribo simple	174
Figura 5.6 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad con estribo y gancho	174
Figura 5.7 Valores de medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad con doble estribo	175
	175

CAPÍTULO I

IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

RESUMEN

Este capítulo contiene el concepto, aparición, justificación y componentes del factor por reducción sísmica. Se muestra el enfoque y aplicación que propone el Código Ecuatoriano de la Construcción y el Código Colombiano.

Se presentan varios estudios que se han realizado con relación a este factor y a sus componentes: factor de reducción por ductilidad R_{μ} , al factor de redundancia R_R y al factor de sobre resistencia R_s .

1.1 FACTOR DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)

El concepto de factor de reducción de las fuerzas sísmicas se basa en la condición de que una estructura bien diseñada y detallada puede resistir grandes fuerzas no permanentes como las de los sismos, sin colapsar, ya que en el diseño mismo se reserva características de la estructura tales como la ductilidad, sobre resistencia, redundancia, amortiguamiento, etc.

La aceptación de los factores de reducción para determinar fuerzas sísmicas de diseño a partir de las correspondientes a la respuesta elástica se ha realizado partiendo de los valores propuestos por Veletsos y Newmark (1960), que relacionaron los factores de reducción con los valores esperados de ductilidad global de desplazamiento, de acuerdo con los rangos de periodos dentro del espectro de aceleraciones. La dependencia del factor de reducción respecto a la ductilidad global y del período era frecuentemente usado en los códigos de diseño, pero recientes investigaciones demuestran que aplicar dichos factores redundante en un diseño poco seguro para el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para los períodos intermedios y largos, (Ordaz y Pérez-Rocha 1998).

A nivel de normativas, los factores de reducción aparecen por primera vez en el articulado del Blue Book (SEAOC, 1959) de forma explícita en el cálculo del esfuerzo cortante mínimo en el análisis de edificios, así:

$$V_b = C \times K \times W \quad (1.1)$$

- V_b Cortante basal mínimo.
 C Factor a determinar que depende del período fundamental de la estructura.
 K **Factor de reducción que depende de la tipología estructural considerado y cuyo valor es el inverso del factor de reducción de respuesta propiamente dicho.**
 W Peso reactivo del edificio ante sollicitaciones sísmicas.

Después, en el UBC (ICBO 1978) introduce el valor de zonificación Z en la ecuación para obtener el cortante basal mínimo, pero mantiene el factor de reducción con el formato de K quedando así:

$$V_b = Z \times C \times K \times W \quad (1.2)$$

Los factores de reducción R , como se los conoce actualmente se presentaron en la publicación del ATC-3-06 (ATC 1998), donde se presenta el método de las fuerzas sísmicas equivalentes mediante la reducción de cortante basal calculado a partir del espectro de diseño elástico con un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico y para el correspondiente peso sísmico de la edificación:

$$V_b = \frac{V_e}{R} = \frac{S_{a,5} \times W}{R} \quad (1.3)$$

V_b	Cortante basal de diseño
V_e	Cortante basal elástico
$S_{a,5}$	Aceleración del espectro elástico de diseño calculado por los métodos dinámicos conocidos, para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico.
W	Peso reactivo del edificio ante sollicitaciones sísmicas (100% de cargas permanentes más un porcentaje de las cargas de uso).

Después, la adecuación de las normativas de diseño sismorresistente al análisis de secciones basado en resistencia que sustituía al análisis por esfuerzos admisibles, provocó la aparición del factor R_w , que generalmente tenía valores mayores que el factor R . El factor R_w se encuentra en el UBC-97 y en el IBC-2003, pero en las últimas revisiones de dichos códigos han sufrido importantes reducciones respecto a las versiones anteriores

1.4.2 Componentes del factor de reducción de fuerzas sísmicas R

Bertero (1986) realiza un estudio donde incluye la redundancia estructural como un factor independiente en la determinación de los factores de reducción, pero se debe señalar que actualmente no existen investigaciones que confirmen el grado de

participación o los valores aplicables de las tipologías estructurales, entonces R es el producto de cuatro factores así:

$$R = R_s \times R_\mu \times R_{VG} \times R_{SR} \quad (1.4)$$

- R_s Factor de reducción por resistencia.
- R_μ Factor de reducción por ductilidad.
- R_{VG} Factor de reducción por múltiples grados de libertad.
- R_{SR} Factor de reducción por redundancia.

Witthaker *et al.* (1987), emite una propuesta donde estima que el factor de reducción de fuerzas sísmicas es el producto de tres factores interrelacionados entre sí y se expresa de la siguiente manera:

$$R = R_s \times R_\mu \times R_\xi \quad (1.5)$$

- R_s Factor de reducción por resistencia.
- R_μ Factor de reducción por ductilidad.
- R_ξ Factor de reducción por amortiguamiento.

Los dos primeros factores se los puede obtener directamente de la curva de capacidad de la estructura.

En el código del *ATC-19* de 1995 ya no considera al factor de reducción por amortiguamiento dentro del factor de reducción de fuerzas sísmicas R y este a su vez se lo propone como el producto de tres factores como se indica a continuación:

$$R = (R_s \times R_\mu) \times R_R \quad (1.6)$$

- R_s Factor de reducción por resistencia.
- R_μ Factor de reducción por ductilidad.
- R_R Factor de reducción por amortiguamiento.

Se agrupa los dos factores porque son dependientes del período, y se obtienen de la misma manera que en la propuesta anterior, mientras que los valores del factor de redundancia se presentan como valores fijos sugeridos para los distintos tipos estructurales, sin mayor claridad en cuanto a su determinación ya que suele incluirse dentro del factor de sobre resistencia.

1.4.3 Disposición del Código Ecuatoriano de la Construcción

El Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 es un documento el cual establece un conjunto de especificaciones básicas adecuadas que deben cumplirse para el diseño de estructuras; este código es de aplicación nacional, por lo tanto dichos requisitos norman la construcción en nuestro país convirtiéndose en una ley para todos los profesionales y empresas dedicadas a la construcción.

Existe una parte del código donde se encuentran los requisitos para diseño sísmico, ya que parte del Ecuador se encuentra sobre una subducción de la placa de Nazca dentro de la placa Sudamericana y debido a esto existe gran generación de energía que al liberarse produce sismos, entonces el código tiene como objetivo: prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales ante terremotos pequeños y frecuentes, moderados y poco frecuentes, severos que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Los requisitos y procedimientos que sigue este código toman en cuenta la zona sísmica donde será edificada la estructura, el tipo y características de suelo, el uso, destino e importancia que tenga la obra, y la configuración estructural a utilizarse.

Para la zona sísmica el código a dividido al Ecuador en cuatro zonas sísmicas como se muestra en la figura 1.1, de las cuales se obtiene el valor del factor de zona Z que se presentan en la tabla 1.1, la cual representa la aceleración máxima esperada para el sismo de diseño, expresada en función de la aceleración de la gravedad.

Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

- Perfil tipo S1: Roca o suelo firme. Corresponden las rocas y suelos endurecidos con periodos fundamentales de vibración menores a 0,20 s. Dentro de este tipo de perfil se incluyen los siguientes tipos de suelo:
 - Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 5 Kg/cm².

- Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas.
- Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 1 Kg/cm^2
- Arenas densas con número de golpes del SPT > 50
- Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados
- Perfil tipo S2: Suelos intermedios, es decir aquellos que no están dentro de los suelos de tipo S1 y tampoco los suelos tipo S3.
- Perfil tipo S3: suelos blandos o estratos profundos. Suelos cuyo período de vibración son mayores a 0,6 s.

Suelos cohesivos	Espesor del estrato (m)
Blandos	> 20
Semiblandos	> 25
Duros	> 40
Muy duros	> 60

- Perfil tipo S4: Son suelos especiales de evaluación del suelo; con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos; rellenos colocados sin control ingenieril.

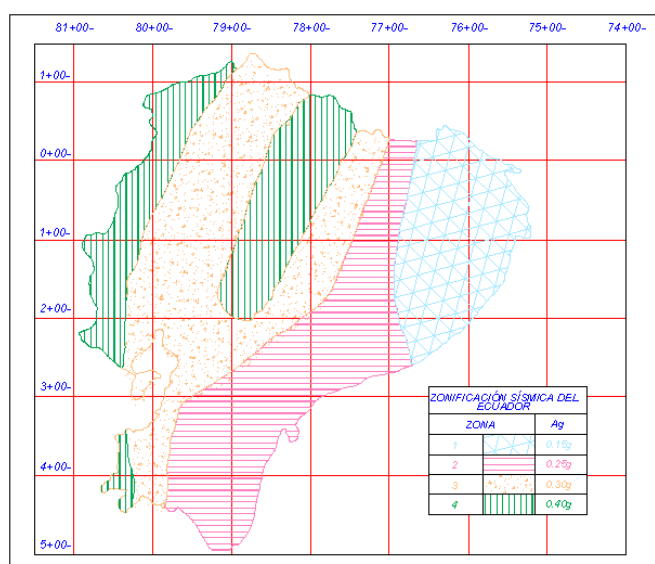


Figura 1.1 Zonificación Sísmica del Ecuador

Tabla 1.1 Valores Factor Z

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

Para definir el factor de reducción de respuesta R, el Código Ecuatoriano de la Construcción, toma varias recomendaciones de códigos internacionales como el UBC-94 (Uniform Building Code) y UBC-97, en los cuales se agrupan varios aspectos referentes a materiales y realidades constructivas de Estados Unidos y se los adaptado a la realidad del Ecuador.

Los factores de reducción de resistencia R dependen de varios parámetros, como la sobre resistencia, ductilidad, redundancia con lo cual se puede concluir que este factor es de gran importancia en el cálculo sismorresistente ya que este disminuye sustancialmente la ordenada elástica espectral, permitiendo así que el diseño tenga un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, logrando así una adecuada ductilidad y disipación de energía que ante un impacto sísmico impida el colapso de la estructura.

El factor R cuyos valores se presentan en la tabla 1.2 tiene mucha importancia en el cálculo del corte basal de diseño, ya que este será aplicado en la estructura en una dirección dada, y se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Z * I * C}{R * \varphi_p * \varphi_E} \tag{1.7}$$

$$C = \frac{1,25 * S^S}{T}; C \geq 0.50 \tag{1.8}$$

- C Forma del espectro
- S Tipo de suelo
- R **Factor de reducción de respuesta estructural**
- φ_p, φ_E Factores de configuración estructural en planta y elevación
- Z Zona sísmica
- I Importancia de la estructura

Tabla 1.2 Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado.	12

Sistemas de pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado.	10
Sistemas de pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras	10
Sistemas de pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras	9
Sistemas de pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio	7
Estructuras de madera	7
Estructuras de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

Es muy importante tomar en cuenta que las combinaciones de carga que se utilizaron para obtener estos valores provienen de la norma UBC-97 en donde las combinaciones de carga son las siguientes:

- $1.4D+1.7L$
- $0.75(1.4D + 1.7L) + 1.4025S$
- $0.75(1.4D + 1.7L) - 1.4025S$
- $0.9 D + 1.43S$
- $0.9 D + 1.43S$

Donde D es la carga muerta, L las cargas vivas debido al uso y ocupación de la edificación y S las fuerzas sísmicas, para estas combinaciones no se han tomado en cuenta la carga producida por el viento ya que para el país es despreciable. Nótese que el sismo tiene factores de 1.43 y 1.4025 que agrandan a la fuerza sísmica en más del 40%, entonces por esta razón los valores de R que presenta el CEC-2000 están ya mayorados, si no existiera el factor de mayoración se podría decir que el verdadero factor R del CEC-2000 es $R = \frac{10}{1.43} \approx 7$, que es el valor que adopta el código colombiano como se describe a continuación

1.4.4 Descripción de la Norma Técnica de Colombia

Colombia al igual que el resto de países de América del sur, se encuentra ubicado en espacios de terreno donde se producen movimientos telúricos los cuales deben ser tomados en cuenta para el diseño de las estructuras de los edificios.

La asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica se ha preocupado por las normas de diseño sismorresistente mediante actualizaciones en cada ámbito del diseño sismorresistente basándose en normas internacionales y en estudios propios para entregar un documento el cual tiene como objetivo establecer especificaciones para reducir los efectos que provocan los sismos en las estructuras.

El mapa de zonificación sísmica de Colombia muestra que más del 80% de colombianos se encuentra bajo un nivel de riesgo sísmico apreciable y que su probabilidad de excedencia es del 10% en un lapso de 50 años.

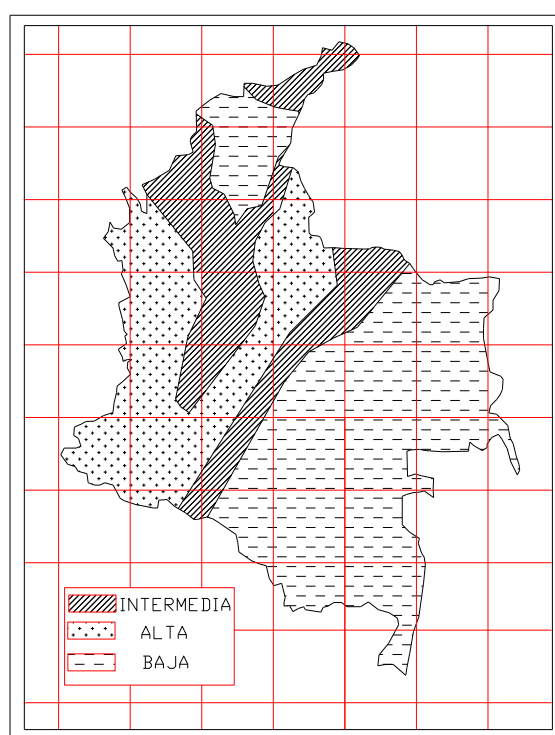


Figura 1.2 Zonificación Sísmica de Colombia

Los estudios y las investigaciones para el estudio sismorresistente del NSR- 98 (Norma Técnica de Colombia) en la parte correspondiente al procedimiento de diseño indica que las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis, se reducen dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , correspondiente al sistema

estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F/R$). El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_o , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y planta ($R = \phi_a * \phi_p * R_o$).

Las fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga.

Tabla 1.3 Coeficientes de reducción de respuesta estructural R (Colombia)

SISTEMA ESTRUCTURAL	DESEMPEÑO	FACTOR R
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón armado	Disipación de energía especial	7
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón armado	Disipación de energía moderada	5
Estructuras de pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón armado	Disipación de energía mínima	2,5
Estructuras con losas planas de hormigón armada	Disipación de energía moderada	2,5

Las combinaciones de carga que se usa en la norma colombiana son las siguientes:

- 1.4D+1.7L
- 1.05D + 1.28L + 1.0E
- 0.9 D + 1.0S
- 0.9 D + 1.0S

Si se observa con detenimiento se nota que las fuerzas sísmicas no están mayoradas lo que a su vez repercute en los valores de R que son menores que los valores que se indican en el código ecuatoriano. Pero físicamente ambos códigos tienen una reducción de fuerzas sísmicas similar, y por esta razón es muy importante no mezclar combinaciones de carga de un código y factor R de otro.

1.4.5 Propuesta de Vision 2000

El Comité Vision 2000 de Estados Unidos de Norte América creado en 1992 y posteriormente el SEAOC (Structural Engineers Association of California) estableció que las estructuras deberán verificar su desempeño sísmico para los cuatro eventos denominados: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro.

Tabla 1.4 Sismos recomendados por el Comité VISION 2000

.Sismo	Vida Útil T	Probabilidad de Excedencia P^*	Período medio de retorno, t_r	Tasa Anual de excedencia, p_1
Frecuente	30 años	50%	43 años	0.02310
Ocasional	50 años	50%	72 años	0.01386
Raro	50 años	10%	475 años	0.00211
Muy raro	100 años	10%	970 años	0.00105

Para verificar el desempeño que tendrán las estructuras frente a los diferentes sismos encontrados por el comité Visión 2000, varios países han realizado estudios y han recopilado sismos para así obtener diferentes espectros de respuesta espacio y luego mediante procesos estadísticos obtener los espectros de diseño elásticos y estos a su vez dividir para factores de reducción, factores de irregularidad de planta y factores que consideran la irregularidad en elevación: R , ϕ_p , ϕ_e respectivamente, obteniendo así los espectros inelásticos con los cuales finalmente se diseñará las diferentes estructuras.

Como se mencionó anteriormente el valor de R sirve para pasar del espectro elástico al espectro inelástico (con el que se diseña); por cuanto si se diseñara la estructura solo con el espectro elástico es decir R o $R=1$ estas fuerzas serían muy altas e implicaría que las secciones que se utilizarían serían muy grandes por ende serían estructuras económicamente muy caras pero muy seguras; por el contrario si se utilizaría los valores de R , que son altos, indicados en algunos códigos las fuerzas quedarían muy bajas obteniendo secciones pequeñas por ende estructuras baratas pero muy débiles y riesgosas para los habitantes de aquellas estructuras.

Es por ello que actualmente la corriente del mundo es obtener el valor de R a través de un cálculo, es así, que en la Universidad de Berkeley en California se ha

investigado una forma de calcular este factor y han encontrado que es una buena opción de cálculo es de la siguiente manera:

$$R = R_{\mu} * R_R * R_S \quad (1.9)$$

R = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

R_{μ} = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad

R_R = Factor de redundancia

R_S = Factor de resistencia

1.5 FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD

Para entender el funcionamiento de la ductilidad en estructuras se debe tener muy en cuenta dos reglas: igual desplazamiento e igual energía.

Para la regla de igual desplazamiento se grafica en el eje de las abscisas los desplazamientos y en las ordenadas las fuerzas, para el rango lineal de una estructura o sea cuando las fuerzas son directamente proporcionales a los desplazamientos por lo tanto la rigidez es siempre la misma; y en la misma gráfica se presenta cuando la estructura tiene un comportamiento no lineal, entonces aparece un punto de fluencia en donde la rigidez cambia y se hace nula después del punto fluencia como se indica a continuación que representa el análisis por método lineal y no lineal de una estructura de un grado de libertad:

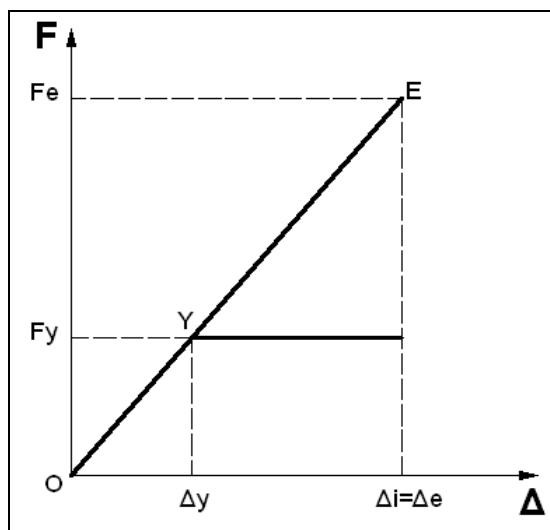


Figura 1.3 Relación Fuerza Desplazamiento. Regla de igual desplazamiento

La recta O-E representa el comportamiento lineal, F_e es la máxima fuerza lateral que se encuentra en el sistema. En el comportamiento no lineal se distingue el punto de fluencia Y y la fuerza F_y necesaria para llevar a la estructura a la fluencia donde cambia la rigidez, y observamos que el desplazamiento en ambos casos es el mismo por lo tanto se tiene:

$$\Delta_i = \Delta_e \tag{1.10}$$

El factor de reducción por ductilidad R_μ se define como la relación entre la fuerza máxima elástica y la fuerza máxima inelástica o de fluencia así:

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y} \tag{1.11}$$

Se define a la ductilidad como la relación entre el desplazamiento inelástico con el desplazamiento en la fluencia, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\mu = \frac{\Delta_i}{\Delta_y} \tag{1.12}$$

Si nos fijamos en la figura podemos ver claramente que el triángulo O-Y- Δ_y es semejante al triángulo O-E- Δ_i ya que ambos triángulos son rectángulos y tienen un lado en común, entonces podemos relacionarlos de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta_i}{\Delta_y} = \frac{F_e}{F_y} \tag{1.13}$$

Reemplazando tenemos:

$$R_\mu = \mu \tag{1.14}$$

En resumen la ductilidad es la capacidad que tiene una estructura de incursionar en el rango no lineal y mientras más ductilidad tiene la estructura es capaz de resistir de mejor manera ante un sismo de magnitud superior a la esperada.

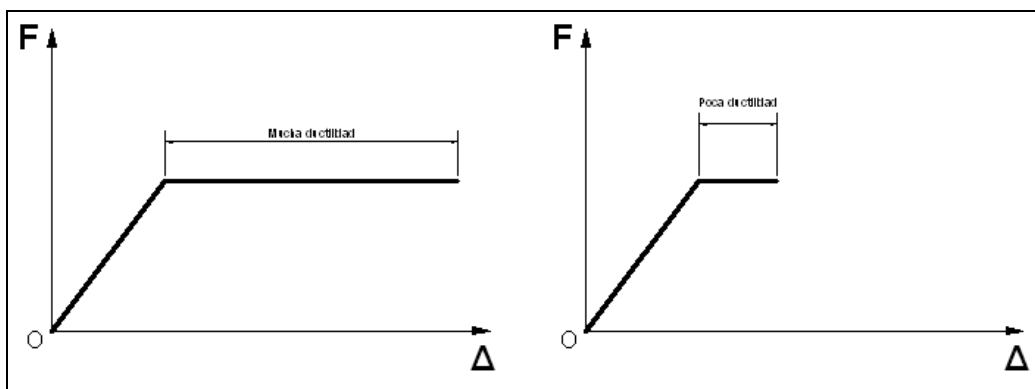


Figura 1.4 Diferencia de ductilidad

La otra regla que existe para justificar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad es la regla de igual energía donde se considera que, para un sistema de un grado de libertad, el máximo desplazamiento inelástico es diferente del máximo desplazamiento elástico, en la siguiente gráfica se muestra este comportamiento.

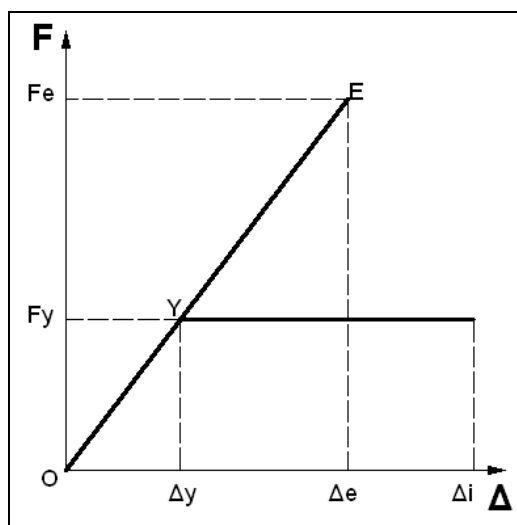


Figura 1.5 Relación Fuerza Desplazamiento. Regla de igual energía

En la figura 1.5 podemos observar que la recta O-E representa el comportamiento elástico de la estructura y las rectas O-Y e Y-I constituyen el comportamiento inelástico del sistema.

La regla de igual desplazamiento consiste en que la energía del sistema con comportamiento elástico es igual a la energía del sistema con comportamiento inelástico, por lo tanto el área del triángulo O-E- Δ_e es igual a la suma de las áreas del triángulo O-Y- Δ_y y del rectángulo Δ_y -Y-I- Δ_i , expresado matemáticamente así:

$$\frac{F_e \times \Delta_e}{2} = \frac{F_y \times \Delta_y}{2} + F_y (\Delta_i - \Delta_y) \quad (1.15)$$

En base a esta fórmula y después de varios reemplazos Newmark y Hall en 1982, encontraron una fórmula que cumple la regla de igual energía y se presenta a continuación:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (1.16)$$

1.5.1 Estado del arte acerca del factor de reducción por ductilidad

En el mundo entero se han realizado y se siguen realizando estudios acerca del factor de reducción basados en la ductilidad, a continuación se cita brevemente algunos trabajos realizados aplicando diferentes enfoques.

Veletsos y Newmark (1960) fueron los primeros en proponer un factor de reducción, que vincularon los factores de reducción de respuesta con los valores esperados de ductilidad global de desplazamientos, de acuerdo con los rangos de periodos dentro del espectro de de aceleraciones. Los autores compararon espectros elásticos e inelásticos de respuesta y hallaron que mostraban iguales fuerzas para el rango de frecuencias altas, igual energía absorbida para el rango de frecuencias intermedias e iguales desplazamientos para las frecuencias bajas, lo que permitió plantear los siguientes valores para los factores de reducción:

$R = 1$	Para $T = 0$
$R = \mu$	Para el rango de los períodos cortos.
$R = \sqrt{2\mu - 1}$	Para el rango de los periodos moderados
$R = \mu$	Para el rango de los períodos intermedios y largos

En la tabla R es el factor de reducción, μ es la ductilidad global y T es el período de la estructura. Las recientes investigaciones han demostrado que aplicar estos factores nos lleva a un diseño poco seguro en el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para los periodos intermedios y largos.

Existen varias investigaciones acerca de este factor, pero se citan a las investigaciones más recientes:

Nassar y Krawinkler (1992) emplearon un modelo elasto plástico bilineal en el cálculo de la respuesta inelástica de sistemas de un grado de libertad, para diferentes valores de ductilidad global. Los espectros de R_μ se expresan en función del período de la estructura T, de la ductilidad global μ y del endurecimiento post-cedente α así:

$$R_\mu = [c \times (\mu - 1) + 1]^{1/c} \tag{1.17}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T} \tag{1.18}$$

Los parámetros de ajuste coeficiente a y b dependen de la rigidez post-cedente α .

Posteriormente en Vidic *et al.* (1994) emplearon espectros de R_μ obtenidos como la idealización de espectros obtenidos a partir del modelo histerético poligonal, cuyos parámetros de ajuste se calculan a partir de las características del material de la estructura. El espectro obtenido presenta dos ramas lineales las cuales dependen del período:

$$R_\mu = C_1 (\mu - 1)^{C_R} \frac{T}{T_0} + 1 \quad \text{para } T < T_0 \tag{1.19}$$

$$R_\mu = C_1 (\mu - 1)^{C_R} + 1 \quad \text{para } T \geq T_0 \tag{1.20}$$

En donde T_0 es el período característico de la estructura que depende de la ductilidad global, la relación entre la demanda-capacidad de la estructura y el tipo de material. Los parámetros C_1 y C_R dependen del comportamiento histerético y del amortiguamiento respectivamente.

Miranda y Bertero (1994) realizaron un estudio en el cual se introduce la influencia del suelo en el cálculo de factores de reducción por ductilidad, para lograrlo usaron el análisis de respuesta no lineal de los suelos para determinar la respuesta inelástica de estructuras de un grado de libertad, y obtuvieron la expresión:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \tag{1.21}$$

En el factor ϕ se introduce la dependencia del período y la información relativa a la influencia del tipo de suelo como se detalla a continuación:

$$\phi = 1 + \frac{1}{10 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{1}{2 \cdot T} \cdot e^{-1.5(T-0.6)^2} \quad \text{Roca} \tag{1.22}$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{2}{5 \cdot T} \cdot e^{-1.5(T-0.2)^2} \quad \text{Depósitos aluvionales} \tag{1.23}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3 \cdot T} - \frac{3 \cdot T_g}{4 \cdot T} \cdot e^{-3\left(\frac{T}{T_g} - 0.25\right)^2} \quad \text{Suelos blandos} \tag{1.24}$$

En donde T_g es el período característico del suelo.

Ordaz y Pérez Rocha (1998) plantean espectros de R_μ calculados a partir de espectros elásticos de desplazamiento y de velocidades escaladas mediante el desplazamiento y velocidad máxima del terreno alcanzada. Lo novedoso de esta perspectiva es que incorpora directamente el efecto del suelo sin tener expresiones que dependan explícitamente del período estructural, y proponen la siguiente expresión:

$$R_\mu = 1 + \left(\frac{V(T)}{V_{\max}}\right)^\alpha \left(\frac{D(T)}{D_{\max}}\right)^\beta (\mu - 1) \tag{1.25}$$

Cabe señalar, que el período queda incluido de forma implícita en los espectros de velocidad $V(T)$ y de desplazamiento $D(T)$.

Un año después *Lee, Han y Oh* emplean diferentes modelos histeréticos poligonales para establecer el grado de la influencia del tipo de degradación en los valores de R_μ de sistemas de un grado de libertad:

$$R_\mu = A_0 [1 - e^{-B_0 T}] \quad (1.26)$$

$$A_0 = 0.99 \cdot \mu + 0.15 \quad (1.27)$$

$$B_0 = 23.69 \cdot \mu^{-0.83} \quad (1.28)$$

Donde μ es la ductilidad global esperada y T es el período de la estructura.

En 2004 *Vielma et al.* consideran el comportamiento histerético de suelo y estructura, utilizando modelos no lineales con degradación de rigidez, deterioro de resistencia y estrangulamiento propios de tipos estructurales mencionados en los códigos sismorresistentes. Los factores de R_μ propuestos se hallan a partir de espectros promedio para cada combinación de casos específicos, obteniendo espectros idealizados bilineales que dependen de la ductilidad global, el período de la estructura y parámetros de ajuste que incluyen la respuesta degradada y el efecto de sitio para suelos que van desde los más rígidos hasta los mas blandos. Y se tiene que:

$$R_\mu = 1 + \frac{\mu \cdot T}{a \cdot T_g} \quad \text{para } T < T_g \quad (1.29)$$

$$R_\mu = 1 + \frac{\mu}{a} + b \cdot T \quad \text{para } T \geq T_g \quad (1.30)$$

En nuestro país se puede destacar los cuatro trabajos realizados en el CEINCI (Centro de Investigaciones Científicas) de la Escuela Politécnica del Ejército en el 2007 Aguiar et al. donde finalmente se obtuvo una ecuación para determinar el factor de reducción R_μ tomando en cuenta el tipo de suelo el cual se incluye en el factor a y el período de la estructura denominado T , como se presenta en la siguiente ecuación:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right] \tag{1.31}$$

En la siguiente tabla se presentan los valores que adoptan el coeficiente a en función de los tipos de suelo que se describe el código ecuatoriano de la construcción:

Tabla 1.5 Valores obtenidos para la variable a

Variable	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3	Suelo S4
a	100500	91000	73600	38900

1.6 FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRE RESISTENCIA

Existe una gran cantidad de factores que intervienen en la sobre resistencia lo que hace difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural y por esta razón no es factible incorporarlo en los códigos, por lo tanto, es más conveniente considerar el efecto de la sobre resistencia global.

Para el cálculo del cortante basal V_o , se suman las fuerzas estáticas laterales aplicadas en cada piso de la estructura, obteniendo así dicho valor de diseño, pero en realidad la estructura posee la capacidad de resistir un cortante basal último V_u que es la capacidad máxima de absorber el cortante basal.

Cuando se diseñan los elementos estructurales como vigas y columnas se considera para el acero de refuerzo un modelo elasto perfectamente plástico, y al hormigón lo diseñamos con un modelo de bloque propuesto por el ACI (rectangular).

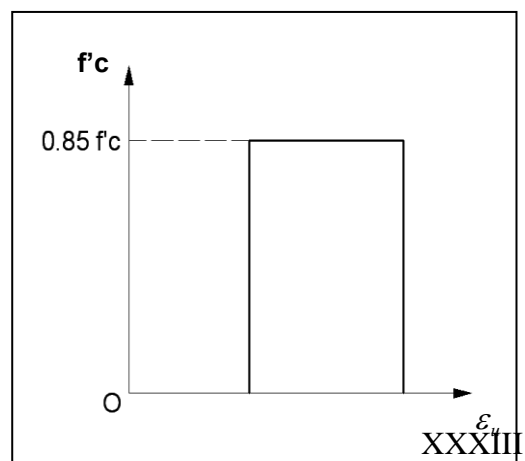
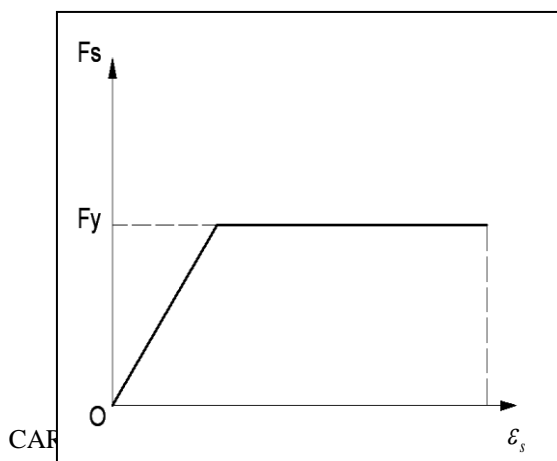


Figura 1.6 Modelo elasto perfectamente plástico (Acero) **Figura 1.7** Modelo de bloque del ACI (hormigón)

Considerando estos dos modelos y analizando los diagramas de esfuerzos se obtuvo la fórmula con la cual se consigue la cuantía ρ , y en base a ésta se llega a calcular el área de acero A_s

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right] \tag{1.32}$$

$$A_s = \rho * b * d \tag{1.33}$$

Pero en la realidad los modelos descritos no son verdaderos ni para la curva propuesta para el comportamiento del acero ni para el comportamiento del hormigón, pero se las usa para el diseño por facilidad y para tener un factor de seguridad al momento de diseño.

Las gráficas del comportamiento que se asemejan de mejor manera a la realidad son las siguientes:

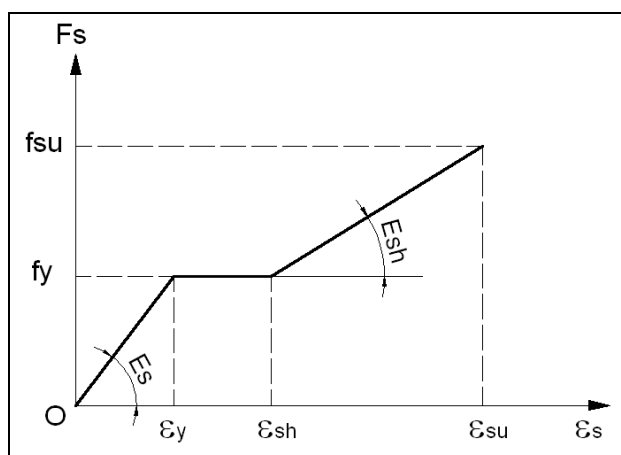


Figura 1.8 Modelo real del acero

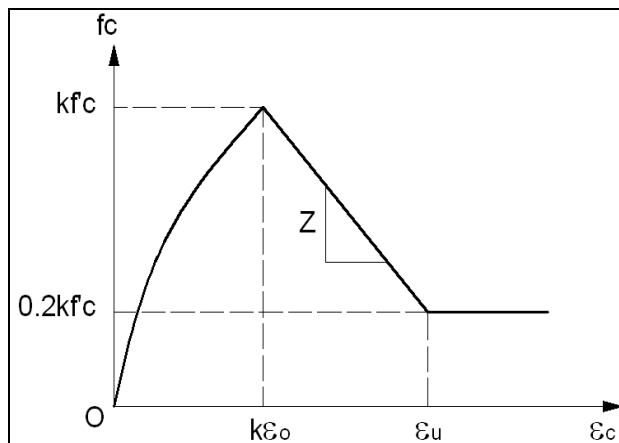


Figura 1.9 Modelo real del hormigón

Se observa que el máximo esfuerzo no es 0,85, que es el que utilizamos, sino k que es mayor que 1 y depende de la cantidad de estribos y del espaciamiento de los mismos, ya que en realidad el hormigón dentro de los elementos se encuentra confinado.

De todo esto se puede concluir entonces que cuando nosotros realizamos controles en vigas y columnas por ejemplo, tenemos un momento último de diseño M_u que viene de un modelo elasto-plástico y un modelo de bloque del ACI; pero realmente la viga o columna soportan mayores momentos M_u^* por lo que aparece la sobre resistencia y se puede expresar de la siguiente manera:

$$R_s = \frac{M_u^*}{M_u} \tag{1.34}$$

De donde podemos deducir también que:

$$R_s = \frac{V_u}{V_o} \tag{1.35}$$

Pero además de lo expuesto anteriormente existen muchos factores que influyen en el valor de la sobre resistencia, y un mejor conocimiento de este fenómeno permitiría su aplicación desacoplada del factor de reducción de respuesta, considerando las características individuales de cada edificio a diseñarse.

1.6.1 Estado del arte acerca del factor de reducción por sobre resistencia

Al realizar una curva del comportamiento de las estructuras relacionando el desplazamiento en el tope Δ y el cortante basal, primero se puede definir un comportamiento elastoplástico idealizado, en donde se considera el punto donde se alcanza el máximo cortante basal, este cortante se llega en un punto cuando la estructura alcanza el comportamiento plástico, aquí se ubica el segmento B-C.

Después se define la recta de comportamiento elástico O-B la cual se obtiene trazando una recta desde el origen hasta el punto que corta la curva de comportamiento que corresponde al 75% del valor del cortante basal máximo idealizado define el comportamiento plástico de la estructura.

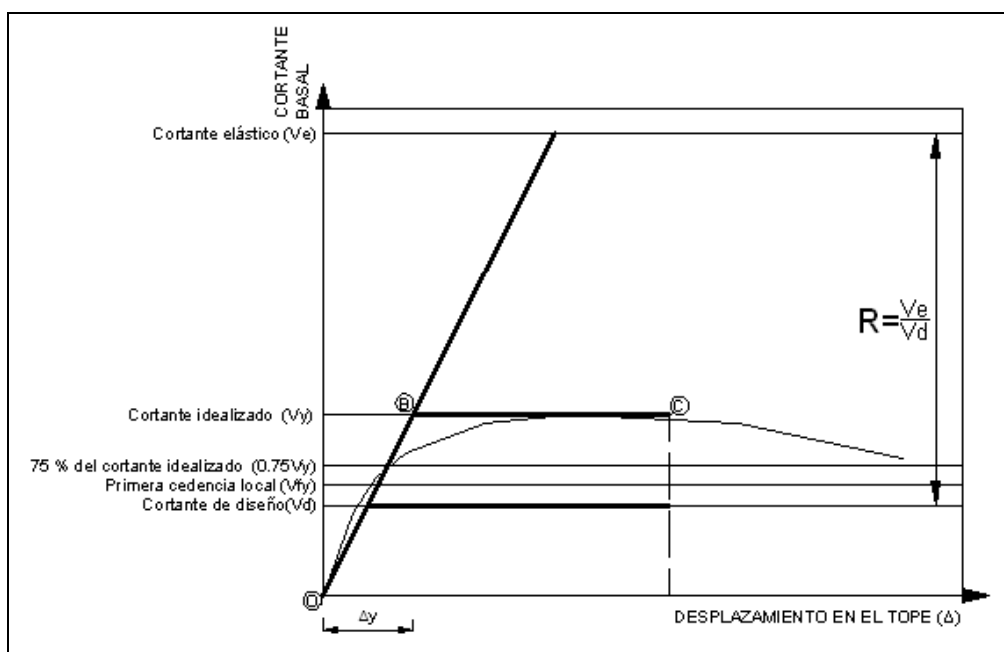


Figura 1.10 Resistencias y desplazamientos característicos para el cálculo de sobre resistencia y ductilidad

Entonces es un hecho que las secciones que se obtiene en los planos definitivos tienen una resistencia superior a la del diseño, en todo el mundo se han realizado muchas investigaciones con respecto a este factor, pero dependiendo de la realidad de cada país en cuanto a materiales, sistemas de diseño y construcción se refiere, y los enfoques de los autores en las investigaciones se tiene una gran dispersión de valores del factor R_s como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1.6 Valores de sobre resistencia obtenidos por varios investigadores

Investigadores	Casos estudiados	R_s
----------------	------------------	-------

Osteraas y Krawlinker (1990)	Pórticos resistentes a momento	2.1 – 6.5
	Pórticos perimetrales	1.8 – 3.5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2.2 – 2.8
Uang y Maaruf (1993)	Edificio de acero de 13 pisos	4.0
	Edificio de hormigón de 6 pisos	1.9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de hormigón de 4 pisos	2.2

También podemos observar que en edificios de acero se tiene mayores valores de sobre resistencia pese a que son más altos que los edificios de hormigón analizados, y así mismo vemos que el número de pisos influye en el cálculo de la sobre resistencia. Si nos enfocamos solamente en edificios de hormigón armado vemos que existen varios estudios, aunque la dispersión de valores es considerable, dichos valores se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 1.7 Factores de sobre resistencia, según diferentes autores y diferentes sistemas estructurales

	Casos estudiados	Rs
Fischinger, Fafjar y Vidic (1994)	Edificios de hormigón armado de mediana y baja altura	1.6 – 4.6
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de hormigón armado	2.0 – 2.5
Einashai Y Mwafi (2002)	Edificios de hormigón armado de mediana altura e irregularidad vertical	2.0 - 3.0

Observando al tabla podemos decir que la sobre resistencia varía según la altura del edificio, la regularidad tanto en planta como en elevación, el número de pórticos, etc., pero existen varios factores que influyen en los valores de la sobre resistencia en diferente etapas del proyecto, a continuación se presenta un resumen de varios factores que influyen en la sobre resistencia:

Tabla 1.8 Factores que influyen en la sobre resistencia

Causa de la sobre resistencia	Etapa del proyecto		
	Modelado	Análisis	Diseño
Diferencia entre resistencia real y nominal de los materiales.	X		
Diseño conservador y requerimientos por ductilidad			X
Factores de carga y múltiples casos de carga combinados		X	
Consideración de la torsión accidental		X	
Provisiones para cumplir el estado límite de servicio (flechas)			X
Participación de los elementos no estructurales	X		

(losas)			
Cumplimiento de las cuantías mínimas de acero			X
Redundancia estructural	X		
Endurecimiento resistente	X		
Efectos del confinamiento	X		
Análisis con base en el período elástico		X	
Diseño controlado por rigidez			X

En la India dos investigadores realizaron un estudio de sobre resistencia para edificios de hormigón armado, en su estudio se trabajó considerando a las zonas sísmicas de su país, ya que cada zona sísmica tiene una intensidad sísmica que está en función de la aceleración de diseño, también se consideró el número de pisos de los edificios. Como resultado general analizando las zonas sísmicas que van desde el menor riesgo (zona I) hasta la de mayor amenaza (zona V), obtuvieron que la sobre resistencia es mayor para edificios ubicados en zonas de baja sismicidad donde las cargas verticales tienen mayor influencia que las fuerzas sísmicas, en su estudio consideraron las mismas secciones tanto para pórticos interiores como exteriores lo que condujo a tener la misma rigidez lateral pero los pórticos interiores tienen mayor armado, entonces concluyeron que los pórticos interiores tienen una mayor sobre resistencia que los pórticos exteriores.

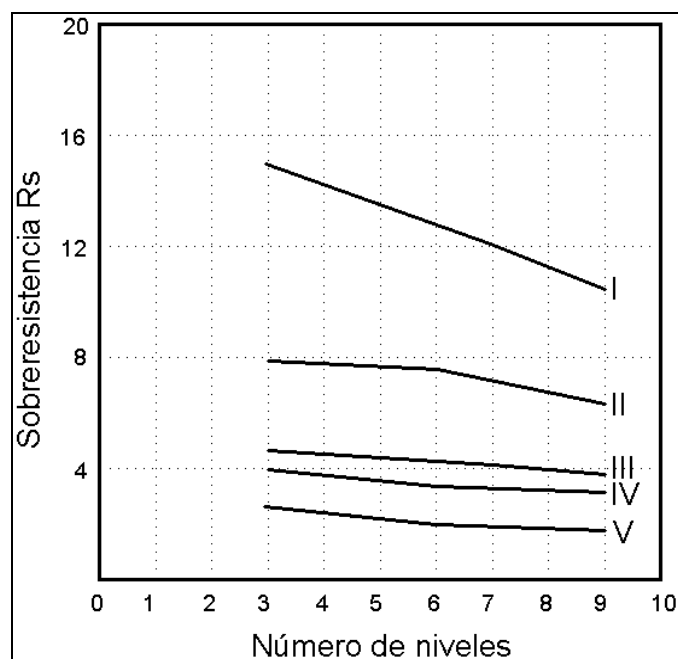


Figura 1.11 Factores de reducción por sobre resistencia obtenidos por Jain y Narvin(1995)

En el 2004 Massumi et al. realizan una investigación donde se considera la influencia del número de pisos y en esta ocasión se incluye el número de vanos para calcular los valores de sobre resistencia, los cuales se obtuvieron de las relaciones fuerza-deformación resultantes del análisis estático y dinámico no lineal.

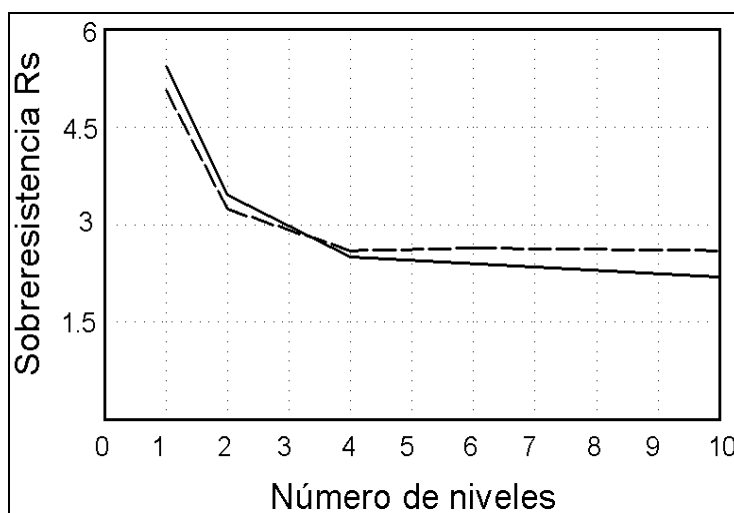


Figura 1.12 Factores de reducción por sobre resistencia determinado por Massumi et al. (2004)

Los resultados de Massumi muestran que el número de vanos son inversamente proporcionales a los valores de sobre resistencia, pero, ésta conclusión contradice a los resultados obtenidos de forma probabilística por Bertero y Bertero en 1999. En la figura 1.12 se muestra los resultados del trabajo de Massumi, se puede observar que si se utiliza un análisis no lineal sea dinámico o estático la sobre resistencia varía muy poco.

Un factor de gran influencia en la evaluación de la sobre resistencia global es el efecto producido por la ductilidad global de diseño. Las secciones y el armado resultantes del diseño de una estructura para obtener un valor alto de ductilidad son mayores que la diseñada para un valor bajo de ductilidad y por esta razón es posible obtener valores de sobre resistencia mayores para edificios de alta ductilidad, este análisis fue desarrollado por Mwafi y Elnashai en 2002. Los mencionados autores concluyen que los valores de sobre resistencia se originan por: las características de resistencia real de los materiales, la utilización del período elástico en el cálculo de las

demandas sísmicas y el diseño de las secciones de columnas utilizando la flexión biaxial. De acuerdo con estos factores, consideran que adoptar valores mínimos de sobre resistencia igual a 2 conduce a resultados conservadores.

1.7 FACTOR DE REDUCCIÓN POR REDUNDANCIA

De todos los factores el menos estudiado es el de reducción por redundancia, aunque los resultados de las investigaciones en algunos casos son contradictorios, pero todos coinciden en que su efecto es beneficioso para la respuesta adecuada e incluso en la supervivencia de las estructuras las cuales sufren movimientos sísmicos rigurosos.

Cuando una estructura pasa del rango lineal al no lineal todos sus elementos tienen una redistribución de esfuerzos y se espera que todos estos elementos absorban cargas y deformaciones, es decir que todos los miembros trabajen para disminuir la energía sísmica que se presentará, por cuanto si una estructura tiene más elementos habría la posibilidad de que los mismos al pasar del rango elástico formen rótulas plásticas empezando por todas las vigas en los dos extremos para continuar en las cabezas de columnas y finalizar con los pies de columnas.

1.7.1 Estado del arte acerca del factor de reducción por redundancia

La mayor parte de las referencias se fundamentan en la investigación de Moses (1974) quien realizó un estudio estadístico en la respuesta de edificios porticados ante las acciones de carga vertical debida al viento, en función de las líneas verticales resistentes. Después Bertero y Bertero (1999) retoman la investigación acerca de este tema implementando la influencia del tipo del sismo sea este pulsativo o armónico, en la respuesta de edificios de múltiples grados de libertad.

El factor de redundancia al igual que el resto de factores está en estudio pero existe una ponencia que pertenece al ATC (código de California 1995) que tiene que ver

con el número de ejes de columnas y que es con la cual se está trabajando en la actualidad.

Tabla 1.9 Valores de R_R del ATC

Número ejes de columnas	Factor de redundancia
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Para cuando existen más de 4 ejes de columnas al ATC no se indican valores pero lógicamente será más de 1. Por otra parte también existen trabajos que cuantifican el factor de redundancia uno de ellos es el de Tsopelas y Husain (2004), el cual analiza al R_R bajo dos puntos de vista la resistencia y la formación de rotulas plásticas.

$$R_R = r_s \left(\frac{1 - k v_e r_v}{1 - k v_e} \right) \quad (1.36)$$

$$r_v = \sqrt{\left(\frac{1}{n} \right) \frac{1}{m-1}} \quad (1.37)$$

r_s = índice de redundancia por resistencia

k = parámetro estadístico varía entre 1.5 y 2.5

v_e = coeficiente de variación de la resistencia varía entre 0.08 y 0.14

r_v = índice de redundancia por formación de rotulas plásticas

n = número de rotulas plásticas

m = número de pórticos en la dirección analizada.

Una rótula plástica aparece cuando la sección alcanza el punto de fluencia y el elemento ya no puede soportar más momento y debido a este efecto únicamente rota.

CAPÍTULO II

CAPACIDAD SÍSMICA RESISTENTE

RESUMEN

Se presenta el concepto de relación momento curvatura y una metodología de cálculo, para posteriormente definir y analizar la técnica del Pushover, para obtener la curva de capacidad, para complementar y ayudar a la comprensión de esta técnica se realiza la resolución paso a paso de un pórtico simple el cual tiene carga vertical, usando idealizaciones muy simples.

Finalmente se muestra el funcionamiento del programa DISIPA con el cual se obtienen los puntos para graficar la curva de capacidad resistente, y un ejemplo de aplicación de su uso.

2.2 TÉCNICA DEL PUSHOVER

2.1.1 Relación momento curvatura

La importancia de conocer la relación momento curvatura, de las secciones de una estructura, radica en que se debe conocer la capacidad de ductilidad por curvatura μ_{ϕ} y la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , para poder comparar estas cantidades con las demandas que se tiene en el diseño.

Para realizar el análisis no lineal es muy importante conocer la relación momento curvatura $M-\phi$ para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético el cual se usa para definir la no linealidad del material.

El diagrama de momento curvatura es función de los modelos constitutivos que se emplean para determinar la relación esfuerzo-deformación para el hormigón y para el acero. Existen varios modelos tanto para el comportamiento del hormigón como para el acero.

Para obtener el diagrama de momento curvatura se encuentra una sucesión de puntos, los cuales se hallan en base los siguientes principios: compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. Se indica el siguiente esquema de cálculo el cual es idóneo si se realiza un programa de computación:

2. Escoger el valor de la deformación máxima del hormigón, ε_c , para obtener un punto del diagrama momento curvatura
3. Imponerse la ubicación del eje neutro c , y en base a este eje se traza el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Ya que la deformación varía linealmente, se puede determinar las deformaciones en cada fila del acero, ε_s , y en cualquier punto del hormigón.
4. Una vez obtenidas las deformaciones se obtienen los esfuerzos correspondientes del acero y del hormigón en base a las curvas constitutivas del acero y del hormigón.

5. El esfuerzo es la relación entre la fuerza y el área donde es aplicada dicha fuerza entonces podemos obtener las fuerzas actuantes sobre la sección de acero o la sección de hormigón, multiplicando cada esfuerzo por su área respectiva.
6. La carga axial neta que se aplica sobre la sección es la sumatoria vectorial de las fuerzas, se debe comprobar que exista equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial dada, en caso de no existir equilibrio se repite el procedimiento desde el paso 2 y se va aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro. El cálculo se torna iterativo hasta lograr equilibrio.
7. Finalmente se obtiene el momento flector interno que corresponde a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por el brazo de palanca respectivo, el cual se mide desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura es la relación entre la deformación del hormigón ε_c , y la distancia al eje neutro. Con Este procedimiento se obtuvo un punto del diagrama envolvente momento curvatura, si se desea encontrar otro punto se vuelve a imponer un nuevo valor de ε_c y se repite los pasos desde el 2 hasta el 5.

2.1.2 Pushover

Al diseñar las estructuras utilizando los espectros inelásticos se espera que las edificaciones tengan un daño ante la presencia de un sismo, por lo tanto es necesario realizar un análisis no lineal para determinar el comportamiento real de la estructura

cuando pasa del rango elástico al no elástico, pero a su vez el análisis no elástico es difícil de modelar y se obtiene una gran cantidad de información en los análisis paso a paso. Se tiene un punto intermedio entre el análisis no lineal y el análisis lineal, que es el análisis no lineal estático, del cual su uso se está generalizando ya que se tiene mayor coherencia entre el desempeño esperado y la teoría empleada.

La técnica del pushover es una herramienta muy utilizada para realizar el análisis no lineal estático, es una técnica que nos permite conocer la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, esta curva muestra la relación entre el cortante basal (V) con el desplazamiento lateral máximo en el tope D_t .

Para aplicar la Técnica del Pushover o también denominada “técnica del empujón” en una estructura donde se conoce todas sus características tanto geométricas como la armadura en los elementos estructurales, se colocan cargas laterales a nivel de piso, y se las va incrementando progresivamente y en la misma dirección hasta que se formen rótulas plásticas en todos los elementos y finalmente se llegue al colapso.

Ésta técnica se realiza con incrementos de carga muy pequeños, se habla de aproximadamente 0.1 Toneladas.

2.2 SOLUCIÓN MANUAL DE UN PÓRTICO

Una de las formas de aplicar la Técnica del Pushover es considerando un diagrama de momento curvatura elasto plasto para las vigas y columnas. Se utilizará el modelo elasto plasto que considera que cuando llega al momento de fluencia M_y se forma una rótula plástica y en este instante se dice que el elemento no es capaz de resistir mas momento y la sección empieza a rotar para disipar energía.

En un principio los elementos están trabajando en el rango elástico, después al formarse una rótula que puede ser en el nudo inicial como en el nudo final cambia el comportamiento ya que se alcanza el punto de fluencia, estos casos se detallan gráficamente a continuación con sus respectivas matrices de rigidez.

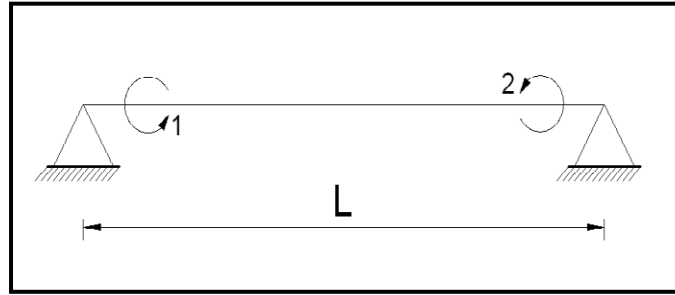


Figura 2.1 Modelo numérico de un elemento viga o columna

$$k = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

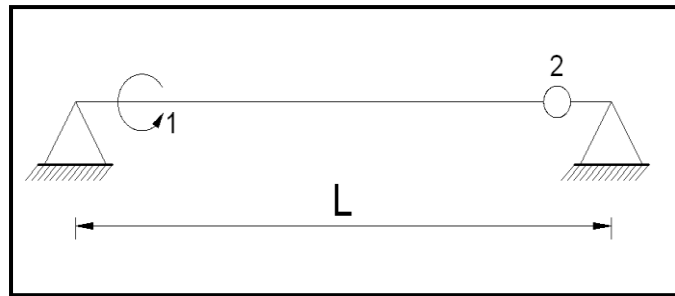


Figura 2.2 Modelo numérico de un elemento viga o columna con rótula a la derecha

$$k = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

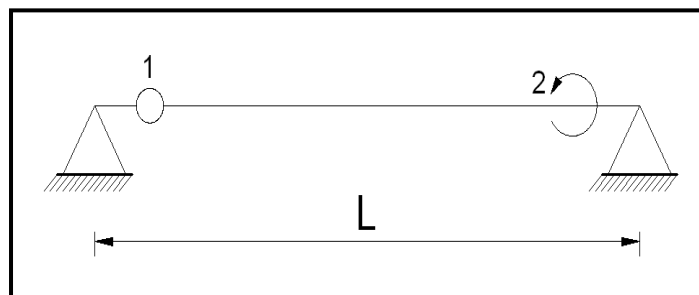


Figura 2.3 Modelo numérico de un elemento viga o columna con rótula a la izquierda

$$k = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material, I es la inercia del elemento y L es la longitud del elemento.

El análisis se torna no lineal ya que en el instante en que un elemento alcanza el momento de fluencia cambia su matriz de rigidez, y por lo tanto la estructura sale del rango elástico produciendo una curva que indica que la estructura ingresó en el rango plástico.

En la figura 2.4 se presenta el modelo elasto plasto, que se considera para el diagrama momento curvatura. En el primer cuadrante corresponde a la armadura inferior que trabaja a tracción y en el tercer cuadrante se representa el caso de la armadura superior que trabaja a tracción. Para este ejemplo se considera que la armadura superior, es igual a la inferior en las vigas. Por lo tanto el momento de fluencia M_y es igual para los dos casos.

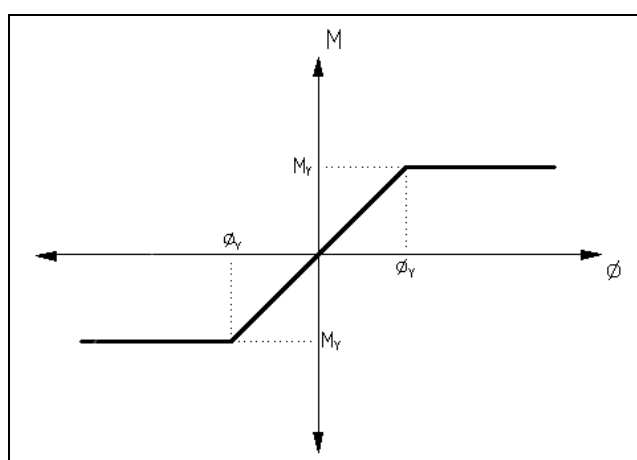


Figura 2.4 Modelo de la relación momento curvatura considerada en el ejemplo

A continuación se presenta la aplicación de la Técnica del Pushover paso a paso de una estructura de un piso y un vano, las secciones de vigas y columnas son de 30x30 cm, el módulo de elasticidad es $E = 2\,100\,000\text{ T/m}^2$, se consideran a todos los elementos axialmente rígidos. El momento de fluencia para la columna es $M_y = 7.714\text{ T-m}$ y el momento de fluencia para la viga es $M_y = 4.710\text{ T-m}$, estos momentos son los

finales que presenta el diagrama momento-curvatura y se los ha calculado con el programa CEINCI 1.

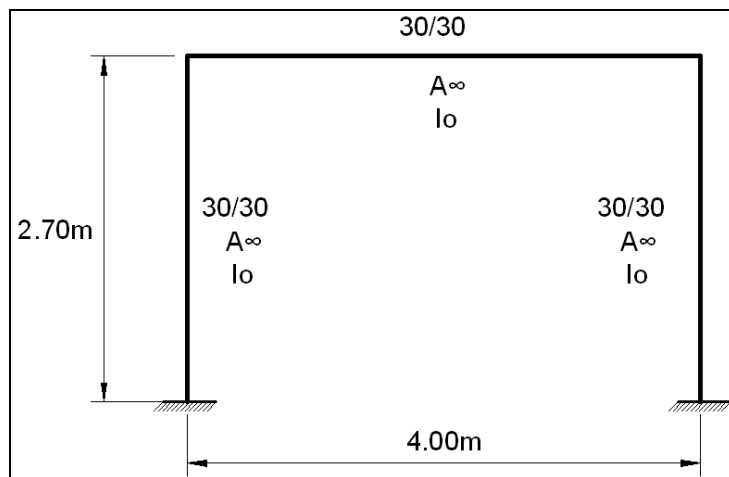


Figura 2.5 Diagrama del pórtico analizado en el ejemplo

Como se considera a los elementos axialmente rígidos por lo tanto el sistema tiene tres grados de libertad: un desplazamiento horizontal, y dos rotaciones, una en cada nudo, indicados a continuación:

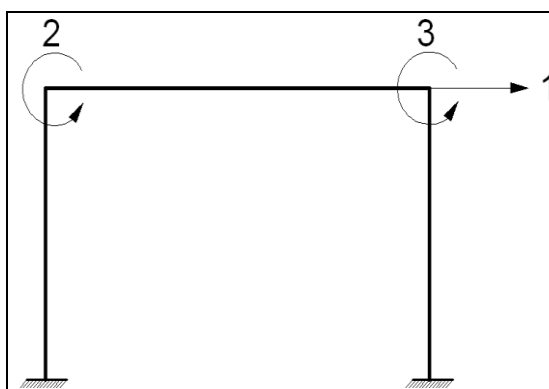


Figura 2.6 Sistema Q-q del pórtico analizado en el ejemplo

En el siguiente gráfico se presenta la numeración de los elementos y el sistema P-p, con la cual se obtiene la matriz de compatibilidad de deformaciones (A).

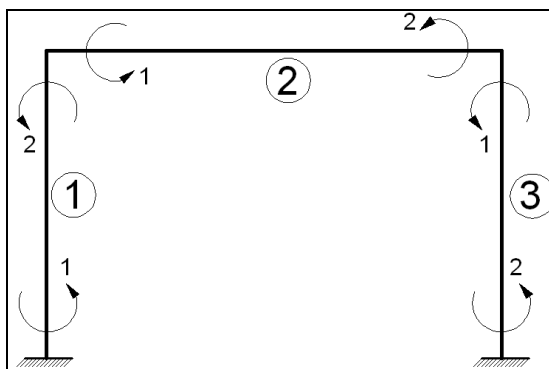


Figura 2.7 Sistema P-p del pórtico analizado en el ejemplo

Como las secciones de los elementos son cuadradas se tiene que $I = \frac{bxh^3}{12}$,

entonces $I = \frac{0.30 \times 0.30^3}{12} = 0.000675m^4$. El valor del producto EI es 1417.5, y se

obtenemos la matriz de rigidez de los elementos así:

$$k^{(1)} = k^{(3)} = \begin{bmatrix} 2100 & 1050 \\ 1050 & 2100 \end{bmatrix} \quad k^{(2)} = \begin{bmatrix} 1417.5 & 708.75 \\ 708.75 & 1417.5 \end{bmatrix}$$

Las matrices de compatibilidad de deformaciones A de cada uno de los elementos

son:

$$A^{(1)} = \begin{bmatrix} \frac{1}{H} & 0 & 0 \\ \frac{1}{H} & 1 & 0 \\ \frac{1}{H} & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.3704 & 0 & 0 \\ 0.3704 & 1 & 0 \\ 0.3704 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad A^{(2)} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$A^{(3)} = \begin{bmatrix} \frac{1}{H} & 0 & 1 \\ \frac{1}{H} & 1 & 0 \\ \frac{1}{H} & 0 & 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.3704 & 0 & 1 \\ 0.3704 & 1 & 0 \\ 0.3704 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Con la matriz de rigidez de cada miembro k se procede a encontrar la matriz de rigidez de la estructura K con la siguiente formula:

$$K = \sum_{i=1}^n A^{(i)t} k^{(i)} A^{(i)} \tag{2.4}$$

Donde A es la matriz de compatibilidad el índice i identifica al elemento y n es el número total de elementos, la matriz k es la matriz de rigidez de miembro. Entonces:

$$K = \begin{bmatrix} 1728.40 & 1166.67 & 1166.67 \\ 1166.67 & 3517.50 & 708.75 \\ 1166.67 & 708.75 & 3517.50 \end{bmatrix}$$

Primero aplicamos la carga vertical distribuida permanente en el elemento 2 como se muestra en la gráfica:

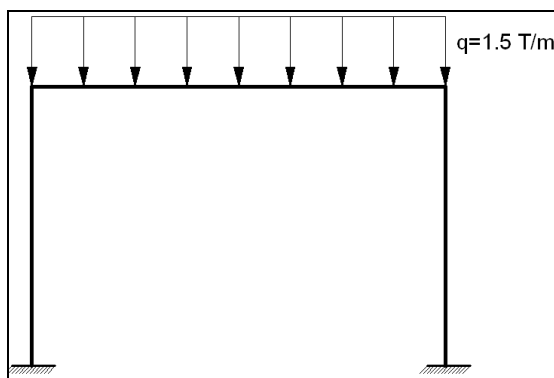


Figura 2.8 Carga permanente aplicada al pórtico analizado en el ejemplo

Se obtiene el vector de cargas Q:

$$Q = \begin{bmatrix} 0 \\ -2 \\ 2 \end{bmatrix}$$

Y se resuelve el siguiente sistema de ecuaciones:

$$Q = K q \tag{2.5}$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ -2 \\ 2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1728.40 & 1166.67 & 1166.67 \\ 1166.67 & 3517.50 & 708.75 \\ 1166.67 & 708.75 & 3517.50 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} q_1 = 0.00m \\ q_2 = -7.12 \times 10^{-4} rad \\ q_3 = 7.12 \times 10^{-4} rad \end{bmatrix}$$

Una vez calculado el vector q y conociendo la matriz A con la ayuda de la ecuación $p^{(i)} = A^{(i)} q$ encontramos las deformaciones para cada elemento y obtenemos:

$$p^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.0000000 \\ -0.00071206 \end{bmatrix} \quad p^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.00071206 \\ 0.00071206 \end{bmatrix} \quad p^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.00071206 \\ 0.0000000 \end{bmatrix}$$

Como ya se sabe el índice indica el número del elemento al cual corresponde el vector de deformaciones.

Para obtener los momentos utilizamos la fórmula $P^{(i)} = k^{(i)} p^{(i)}$ y obtenemos los momentos.

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} -0.74766 \\ -1.49532 \end{bmatrix}$$

$$P^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.50467 \\ 0.50467 \end{bmatrix} + \text{PROBLEMA PRIMARIO} = \begin{bmatrix} 2 \\ -2 \end{bmatrix}$$

$$P^{(3)} = \begin{bmatrix} 1.49532 \\ 0.74766 \end{bmatrix}$$

Pero para obtener la solución total se debe sumar el problema primario más el complementario y así finalmente se equilibra el sistema y obtenemos el diagrama de momentos que se presenta en la siguiente gráfica.

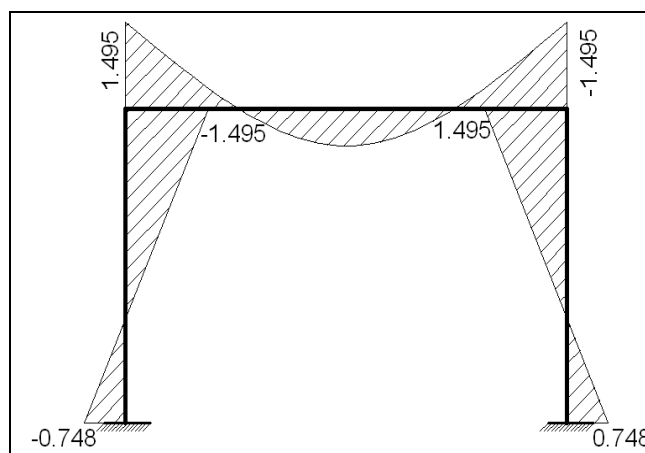


Figura 2.9 Diagrama de momentos para carga permanente

Ahora realizamos el mismo procedimiento pero cambiamos la carga vertical por una horizontal puntual aplicada a nivel de piso de 2T, como se muestra a continuación:

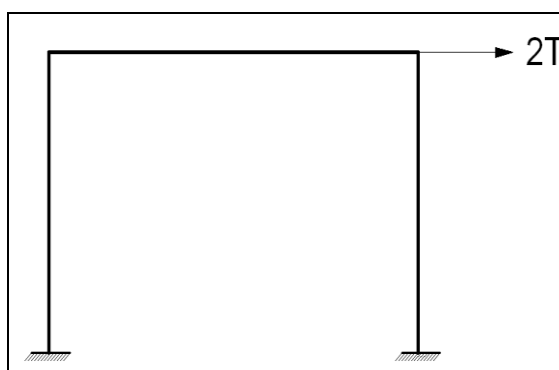


Figura 2.10 Primera carga lateral del pushover

El vector de carga para este caso es el siguiente:

$$Q = \begin{bmatrix} 2 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Nótese que de aquí en adelante el procedimiento es el mismo que cuando se analizó con carga vertical.

$$Q = K q$$

$$\begin{bmatrix} 2 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1728.40 & 1166.67 & 1166.67 \\ 1166.67 & 3517.50 & 708.75 \\ 1166.67 & 708.75 & 3517.50 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} q_1 = 0.001844554m \\ q_2 = -5.09 \times 10^{-4} \text{ rad} \\ q_3 = -5.09 \times 10^{-4} \text{ rad} \end{bmatrix}$$

$$p^{(i)} = A^{(i)} q$$

$$p^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.00068317 \\ 0.00017397 \end{bmatrix} \quad p^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.00050919 \\ -0.00050919 \end{bmatrix} \quad p^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.00017397 \\ 0.00068317 \end{bmatrix}$$

$$P^{(i)} = k^{(i)} p^{(i)}$$

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} 1.617327 \\ 1.082673 \end{bmatrix} \quad P^{(2)} = \begin{bmatrix} -1.082673 \\ -1.082673 \end{bmatrix} \quad P^{(3)} = \begin{bmatrix} 1.49532 \\ 0.74766 \end{bmatrix}$$

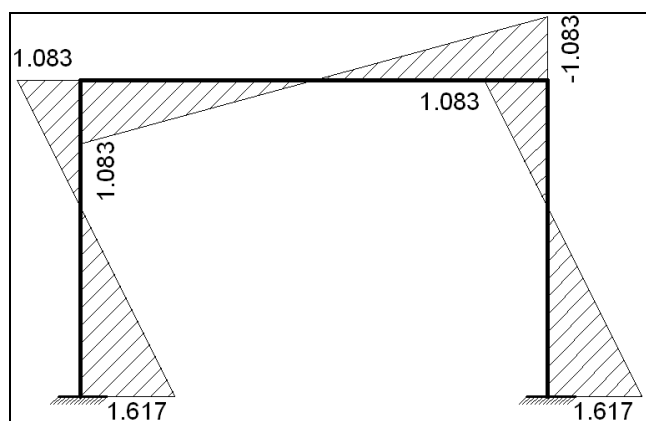


Figura 2.11 Diagrama de momentos para la carga lateral

Ahora sumamos algebraicamente los momentos y tenemos los momentos acumulados que resultan de la combinación de carga vertical y horizontal, y se detallan en la gráfica siguiente:

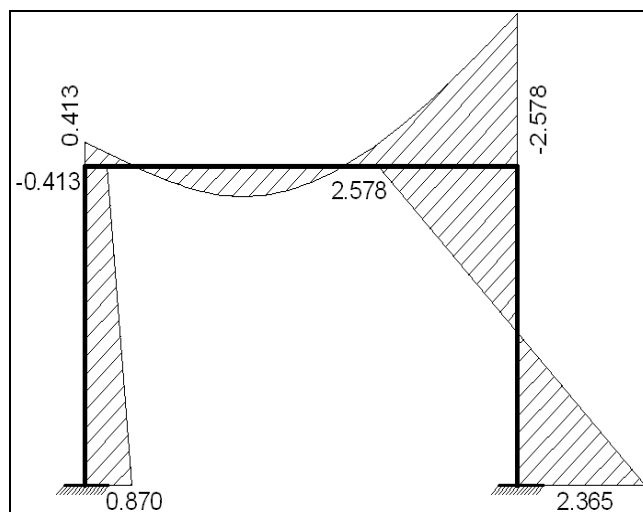


Figura 2.12 Diagrama de momentos acumulados

En la gráfica 2.12 vemos que ningún elemento ha llegado al momento de fluencia para que se forme una rótula plástica por lo tanto se sigue aplicando carga lateral, para no alargar el ejemplo se presenta la carga horizontal para formar la primera rótula plástica así:

Como se sabe que el incremento de carga es lineal encontramos la fuerza lateral que se debe aplicar para formar la primera rótula plástica y ésta fuerza es de 5.938 T se la coloca en el vector de cargas como se muestra:

$$Q = \begin{bmatrix} 5.938 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Se repite el procedimiento antes descrito y se obtienen los valores presentados:

$$Q = K q$$

$$\begin{bmatrix} 5.938 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1728.40 & 1166.67 & 1166.67 \\ 1166.67 & 3517.50 & 708.75 \\ 1166.67 & 708.75 & 3517.50 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} q_1 = 0.005476482m \\ q_2 = -1.51 \times 10^{-3} rad \\ q_3 = -1.51 \times 10^{-3} rad \end{bmatrix}$$

$$p^{(i)} = A^{(i)} q$$

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.002028 \\ 0.000516 \end{bmatrix} \quad P^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.001512 \\ -0.001512 \end{bmatrix} \quad P^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.000516 \\ 0.002028 \end{bmatrix}$$

$$P^{(i)} = k^{(i)} p^{(i)}$$

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} 4.8018 \\ 3.2145 \end{bmatrix} \quad P^{(2)} = \begin{bmatrix} -3.2145 \\ -3.2145 \end{bmatrix} \quad P^{(3)} = \begin{bmatrix} 3.2145 \\ 4.8018 \end{bmatrix}$$

Obtenemos la gráfica de momentos cuando actúa la carga de 5.938 T y luego sumamos los momentos obtenidos al aplicarle a la estructura la carga vertical distribuida.

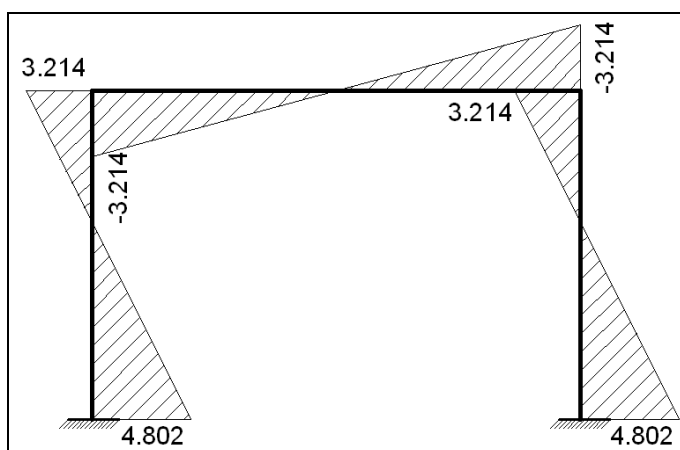


Figura 2.13 Diagrama de momentos para carga lateral de 5.938T

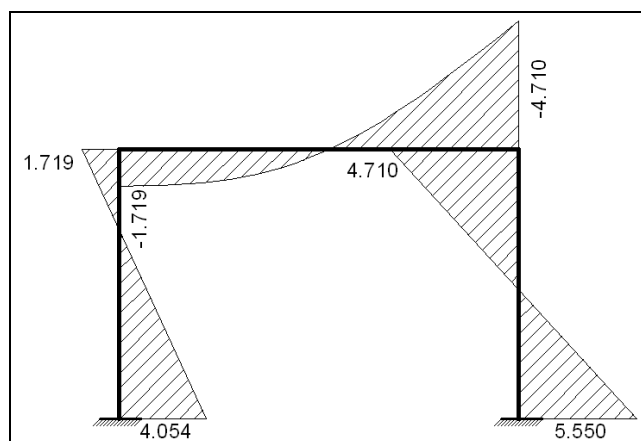


Figura 2.14 Diagrama de momentos acumulados para formar la primera rótula plástica

Como dato del ejemplo vemos que la viga alcanzará la fluencia cuando el momento aplicado sobre ella sea $M_y = 4.710 \text{ T-m}$, entonces al observar que en la parte derecha de la viga se llega a ese momento decimos que se forma la primera rótula plástica, ante esta fuerza se tiene un desplazamiento lateral que se genera en el pórtico es de 0.548 cm.

Una vez formada la rótula plástica en la derecha de la viga cambia la forma de la matriz de rigidez del miembro 2 y pasa a ser de la forma:

$$k = \begin{bmatrix} \frac{3EI}{L} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Y como ya se mencionó anteriormente al formarse la rótula plástica el elemento ya no es capaz de resistir momento en el lugar donde apareció dicha rótula.

De igual forma encontramos la carga necesaria para formar la siguiente rótula plástica e incrementando la carga con la nueva matriz de rigidez encontramos que la columna del lado derecho llega antes con una fuerza de 2.411 T y se cambia el vector Q así:

$$Q = \begin{bmatrix} 2.411 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Se repite el procedimiento considerando que la k del miembro 2 es:

$$k = \begin{bmatrix} 1063.125 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$Q = K q$$

$$\begin{bmatrix} 2.411 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1728.40 & 1166.67 & 1166.67 \\ 1166.67 & 3163.125 & 0 \\ 1166.67 & 0 & 2100 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} q_1 = 0.003709567m \\ q_2 = -1.37 \times 10^{-3} rad \\ q_3 = -2.06 \times 10^{-3} rad \end{bmatrix}$$

$$p^{(i)} = A^{(i)} q$$

$$p^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.001379 \\ 0.000006 \end{bmatrix}$$

$$p^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.001368 \\ -0.002061 \end{bmatrix}$$

$$p^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.000687 \\ 0.001374 \end{bmatrix}$$

$$P^{(i)} = k^{(i)} p^{(i)}$$

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} 2.8912 \\ 1.4546 \end{bmatrix}$$

$$P^{(2)} = \begin{bmatrix} -1.4546 \\ 0.000 \end{bmatrix}$$

$$P^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 2.1639 \end{bmatrix}$$

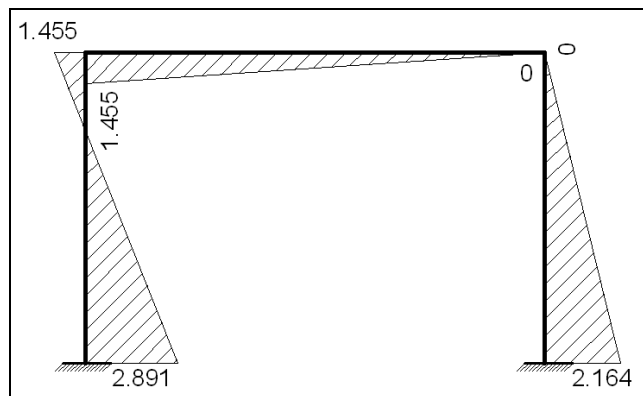


Figura 2.15 Diagrama de momentos para carga lateral que forma la segunda rótula plástica

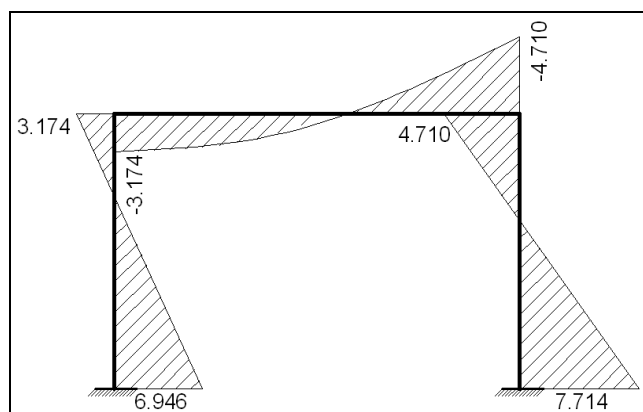


Figura 2.16 Diagrama de momentos acumulados para formar la segunda rótula plástica

Podemos ver que la columna de la derecha llega al momento de fluencia $M_y = 7.714$ T-m formándose una rótula plástica en éste lugar y por lo tanto la matriz de rigidez de miembro cambia, pero la estructura no llega al colapso y seguimos aumentando la carga lateral.

Para llegar a formar la tercera rótula aplicamos una carga de 0.428 Toneladas y la colocamos en el vector Q así:

$$Q = \begin{bmatrix} 0.428 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Como se cambia la matriz de miembro de la columna esto influye directamente en la matriz de rigidez del pórtico y se tiene expresado en la parte de debajo de la misma manera se obtienen los nuevos desplazamientos.

$$Q = K q$$

$$\begin{bmatrix} 0.428 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1080.25 & 1166.67 & 583.33 \\ 1166.67 & 3163.125 & 0 \\ 583.33 & 0 & 1575 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} q_1 = 0.00098532m \\ q_2 = -3.63 \times 10^{-4} rad \\ q_3 = -3.65 \times 10^{-4} rad \end{bmatrix}$$

Y continuamos con el cálculo de la forma antes explicada

$$p^{(i)} = A^{(i)} q$$

$$p^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.000365 \\ 0.000002 \end{bmatrix} \quad p^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.000363 \\ -0.000365 \end{bmatrix} \quad p^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.000000 \\ 0.000365 \end{bmatrix}$$

$$P^{(i)} = k^{(i)} p^{(i)}$$

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.7680 \\ 0.3864 \end{bmatrix} \quad P^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.3864 \\ 0.0000 \end{bmatrix} \quad P^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}$$

Podemos ver que ya no existen momentos en el nudo de la derecha.

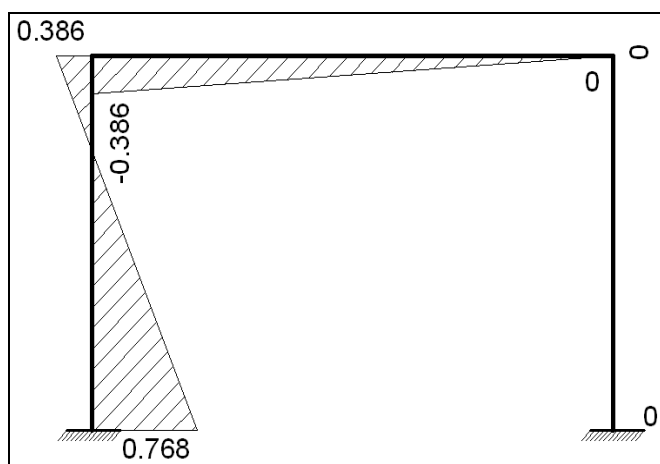


Figura 2.17 Diagrama de momentos para carga lateral que forma la tercera rótula plástica

Se presenta el diagrama de momentos acumulados:

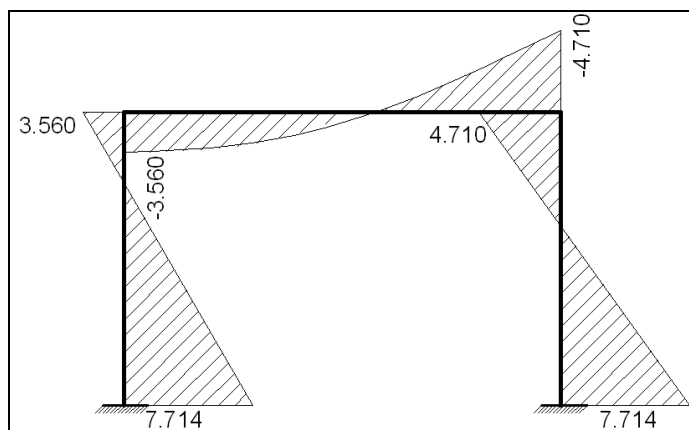


Figura 2.18 Diagrama de momentos acumulados para formar la tercera rótula plástica

Pero vemos que la viga todavía soporta momento y falta que se forme la última rótula en el sector izquierdo de la viga. Para llegar a este punto se coloca una carga horizontal de 0.426 Toneladas y se efectúa nuevamente el cálculo pero variando la matriz de rigidez de la columna de la izquierda que cambia porque se formó una rótula en este elemento.

A continuación se presenta los valores del cálculo.

$$Q = \begin{bmatrix} 0.426 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$Q = K q$$

$$\begin{bmatrix} 0.426 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 432.16 & 583.33 & 583.33 \\ 583.33 & 2638.125 & 0 \\ 583.33 & 0 & 1575 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} q_1 = 0.00489011m \\ q_2 = -1.08 \times 10^{-3} rad \\ q_3 = -1.81 \times 10^{-3} rad \end{bmatrix}$$

$$p^{(i)} = A^{(i)} q$$

$$p^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.001811 \\ 0.000730 \end{bmatrix} \quad p^{(2)} = \begin{bmatrix} -0.001081 \\ -0.001811 \end{bmatrix} \quad p^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.000000 \\ 0.001811 \end{bmatrix}$$

$$P^{(i)} = k^{(i)} p^{(i)}$$

$$P^{(1)} = \begin{bmatrix} 0.0000 \\ 1.1495 \end{bmatrix} \quad P^{(2)} = \begin{bmatrix} -1.1495 \\ 0.0000 \end{bmatrix} \quad P^{(3)} = \begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{bmatrix}$$

Vemos que solamente se obtienen momentos en la parte izquierda de la viga, que es la única parte de la estructura capaz de soportar momento.

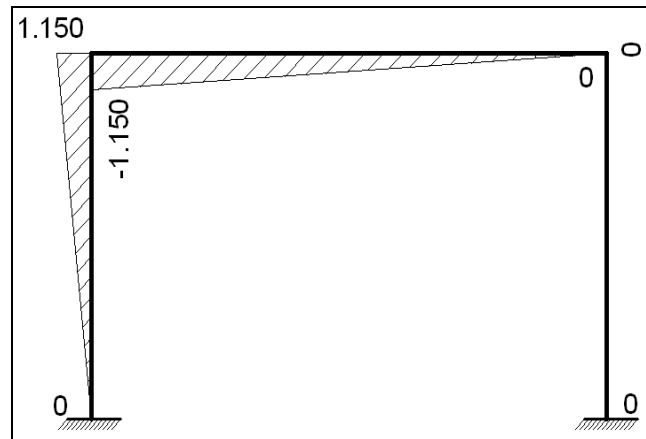


Figura 2.19 Diagrama de momentos para carga lateral que forma la cuarta rótula plástica

Se muestra el diagrama de momentos acumulados en donde se muestra que la viga llega al momento de fluencia formando la cuarta rótula y se llega al colapso.

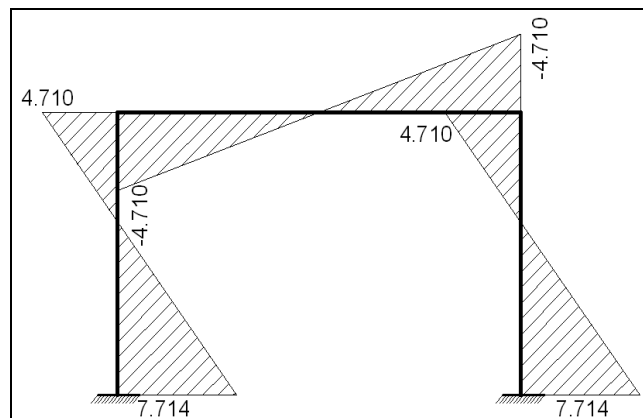


Figura 2.20 Diagrama de momentos acumulados para formar la cuarta rótula plástica

En la figura 2.21 se muestra la secuencia de formación de las rótulas

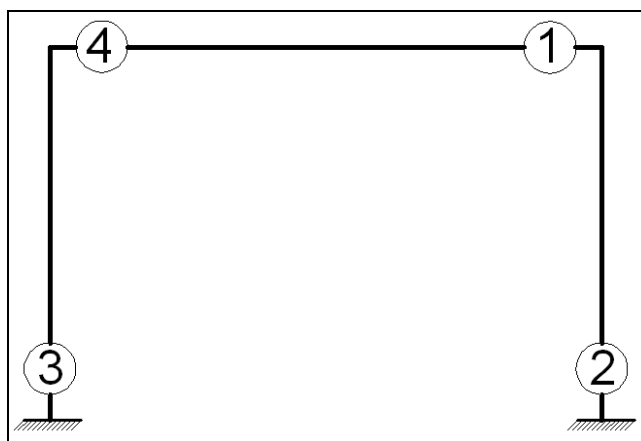


Figura 2.21 Secuencia de aparición de las rótulas plásticas

2.3 USO DEL PROGRAMA DISIPA

Primeramente se necesita tener establecida la estructura, tanto en su geometría en planta, en elevación y de todas las secciones, como también, las armaduras de todas las secciones. Es indispensable conocer las propiedades físicas de los materiales, en este caso se debe conocer las curvas constitutivas del hormigón y del acero. Es muy útil realizar un gráfico detallado donde se especifique la geometría de la estructura, secciones, armaduras, cargas y se enumere los elementos y nudos, es recomendable enumerar los elementos y los nudos de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba, también es aconsejable enumerar primero las columnas y luego las vigas, para facilitar el ingreso de datos.

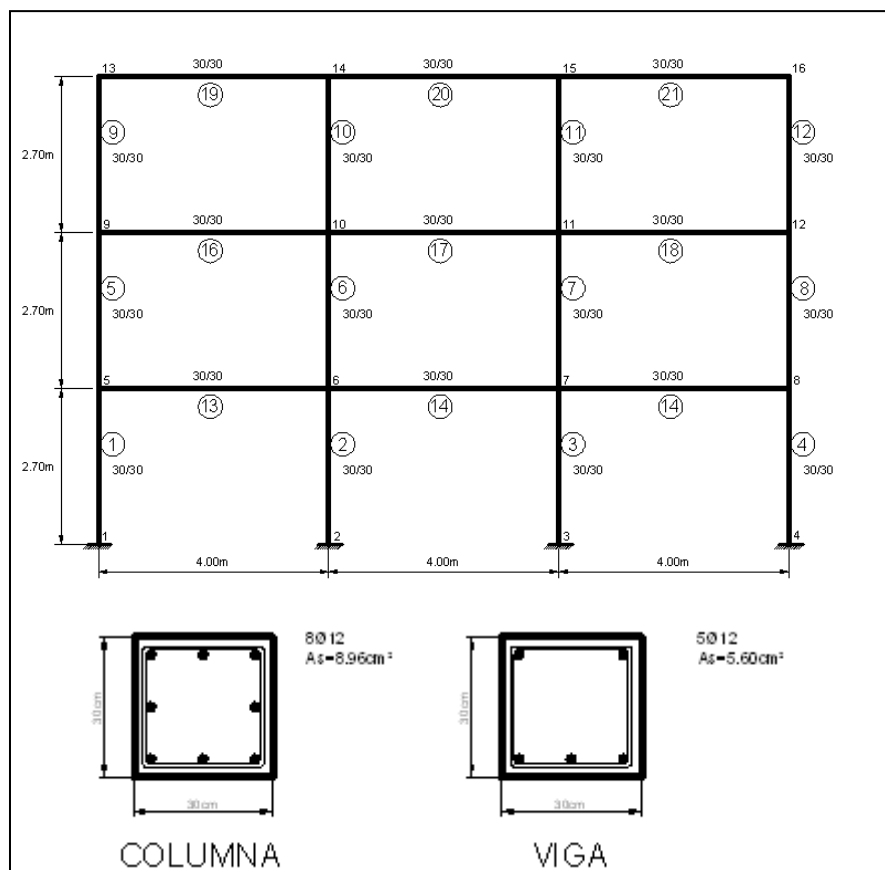


Figura 2.22 Geometría de la estructura y secciones

La herramienta para obtener la curva de capacidad es el programa llamado DISIPA el cual fue elaborado en lenguaje FORTRAN por el Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí, al ingresar los datos se debe ser muy cuidadoso en el formato.

Se genera el archivo de datos, el cual contendrá toda la información para ejecutar el programa, en este caso solo se colocarán los datos correspondientes a edificios de hormigón armado constituidos por vigas y columnas sin disipadores. El archivo tiene la siguiente información:

Título del Problema

En una línea de datos se dispone de 80 caracteres alfanuméricos con los cuales se identificara el caso a ser analizado.

Datos Generales, formato libre

Número de nudos.

Número de elementos.

Número de diagonales con disipadores visco elásticos.

Número de pisos.

Código para identificar el modelo numérico que se adopta para el comportamiento de las vigas y columnas

Consideración del efecto P- Δ

Número de incrementos de carga lateral que se van a considerar.

Datos del Hormigón

Módulo de elasticidad

Módulo de corte del hormigón

Resistencia a la compresión del hormigón

Deformación unitaria del hormigón

Deformación máxima del hormigón

Pendiente de la zona descendente del hormigón confinado.

Datos del acero

Módulo de elasticidad del acero

Límite de fluencia del acero

Máxima resistencia a la rotura del acero

Módulo de elasticidad del acero en la zona de endurecimiento

Deformación del acero correspondiente en la zona de endurecimiento

Coordenadas de los nudos

Número de nudo

Coordenada X del nudo

Coordenada Y del nudo

Secciones tipo

Número total de secciones tipo

Geometría e identificación de cada sección

Número de sección tipo

Código para determinar el tipo de sección

Masas, fuerzas actuantes a nivel de piso

Existe una opción para crear archivos auxiliares, en este caso no fueron usados en ninguna parte del estudio.

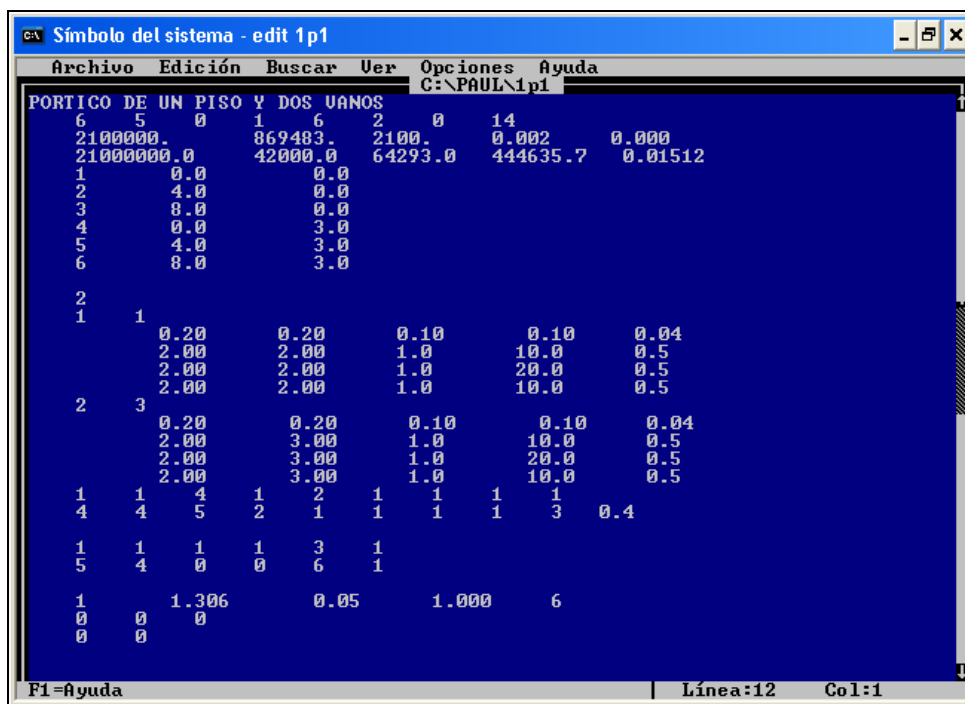


Figura 2.23 Archivo de datos

Una vez elaborado el archivo de datos, estamos listos para ejecutar el programa

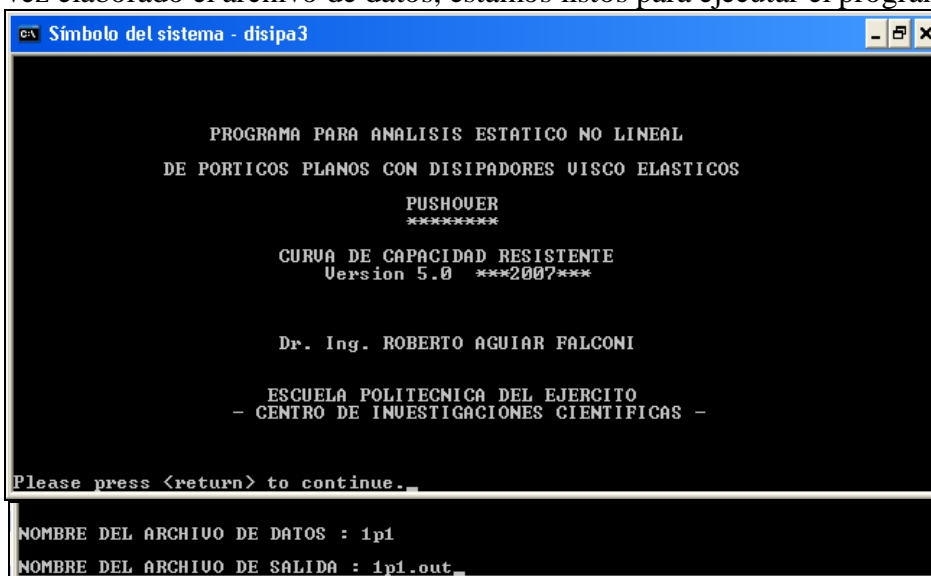


Figura 2.24 Inicio del programa y entrada del archivo de datos

Ingresamos el nombre del archivo de datos y para obtener el archivo de salida es recomendable que tenga el mismo nombre que el de datos pero con la extensión *out*.

Una vez que se ha ejecutado el programa se generan varios archivos de salida de información, el más importante para este estudio es el denominado CAPACIDA.OUT, en el cual se encuentran los puntos para graficar la curva de capacidad.

2.4 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se obtendrá la curva de capacidad sísmica resistente de un pórtico plano de dos pisos y dos vanos el cual se indica a continuación, las secciones de las vigas y de las columnas son 25x25 cm, no se tiene disipadores. El acero de refuerzo del hormigón tiene un límite de fluencia de 4200 Kg/cm².

El módulo de elasticidad del acero es 2 100 000 Kg/cm². El hormigón tiene una resistencia a la compresión de 210 Kg/cm² y su módulo de elasticidad es 210 000 Kg/cm², Se brinda una información más completa sobre las características del acero y del hormigón en el archivo de datos.

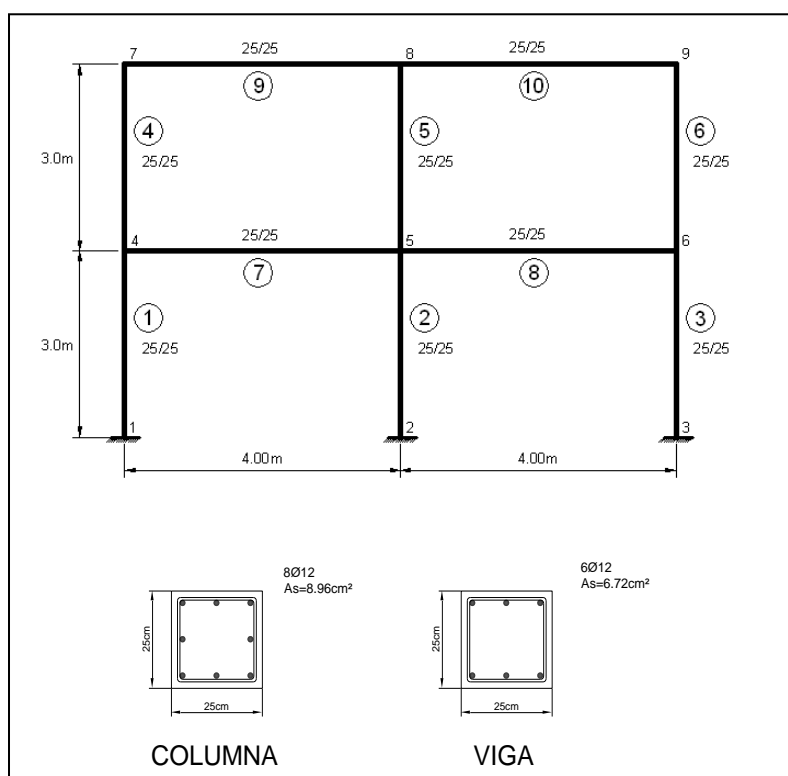


Figura 2.25 Estructura y secciones del ejemplo

En base a la cuantía de acero se tiene el armado tanto en vigas y columnas y se muestra en la figura 2.25, en ambos casos los estribos serán de 8mm dobles y se colocaran a 10 y 20 cm. de separación entre ellos

La carga viva y muerta actuante en el pórtico es de 0.4 T/m^2 en base a esta carga se obtiene la masa total del piso.

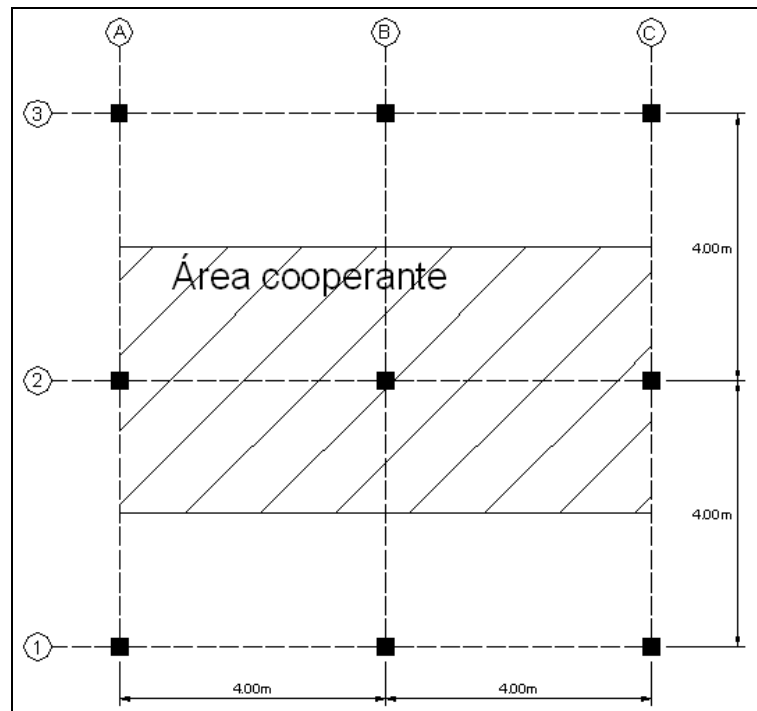


Figura 2.26 Planta del edificio del ejercicio

La carga lateral que se va a aplicar en cada ciclo de carga es $0.55T$

Se utilizará el modelo de plasticidad de Giberson, por lo tanto se coloca el código correspondiente que es el 6, se presenta a continuación los datos que se ingresaron en el archivo de datos

PORTICO DE DOS PISOS Y DOS VANOS

```

9 10 0 2 6 2 0 2
2100000. 869483. 2100. 0.002 0.000
21000000.0 42000.0 64293.0 444635.7 0.01512
1 0.0 0.0
2 4.0 0.0
3 8.0 0.0
4 0.0 3.0
5 4.0 3.0
6 8.0 3.0
7 0.0 6.0
8 4.0 6.0
9 8.0 6.0

2
1 1
0.25 0.25 0.125 0.125 0.04
3.125 3.125 0.8 10.0 1.0
    
```


	3.125	3.125	0.8	20.0	1.0				
	3.125	3.125	0.8	10.0	1.0				
2	3								
	0.25	0.20	0.125	0.125	0.04				
	3.125	4.6875	0.8	10.0	0.5				
	3.125	4.6875	0.8	20.0	0.5				
	3.125	4.6875	0.8	10.0	0.5				
1	1	4	1	5	1	1	1	1	
7	4	5	2	1	2	3	3	3	0.4
8	5	6	2	1	2	3	3	3	0.4
1	1	1	1	3	1				
5	4	0	0	6	1				
8	7	0	0	9	1				
1	1.306	0.05	0.576	6					
2	1.306	0.05	0.160	9					
0	0	0							
0	0								

Finalmente se obtiene el archivo CAPACIDA.OUT el cual contiene los puntos de la curva de capacidad la cual se ha graficado y se muestra a continuación.

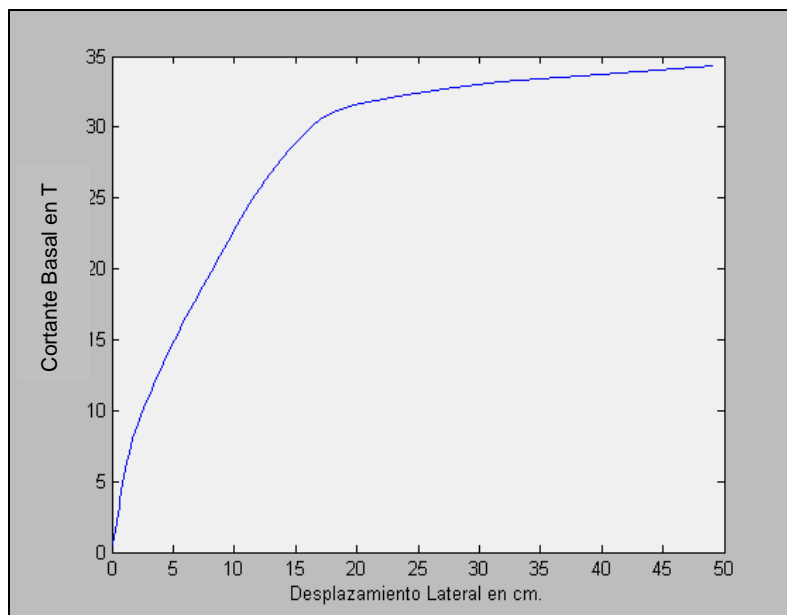


Figura 2.27 Curva de capacidad

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA HALLAR SOBRE RESISTENCIA

RESUMEN

En este capítulo se explica el fundamento teórico del proceso con el cual se propone llegar a tener valores de sobre resistencia en función de la deriva de piso, primero se explica acerca de la curva de capacidad, se continua detallando la deriva global y de piso, para finalmente relacionar la curva de capacidad con la curva de sobre resistencia en función de la deriva máxima de piso.

También consta en este capítulo el código del programa que calcula y grafica la curva de sobre resistencia en base a los puntos de la curva de capacidad obtenidos con DISIPA.

3.1 CURVA DE CAPACIDAD RESISTENTE

La curva de capacidad resistente se obtiene aplicando la técnica del pushover mediante un análisis estático no lineal. La curva es lineal y permanece en el rango elástico mientras no se formen rótulas plásticas, una vez que aparecen sucesivamente dichas rótulas la estructura cambia de rigidez y entra en el rango no lineal. Una vez que se hayan formado las rótulas en todos los elementos la estructura finalmente colapsa y se obtiene el punto final de la curva.

En la gráfica de la curva de capacidad se tiene en el eje de las abscisas el desplazamiento lateral en el tope del edificio (D_t) y en el eje de las ordenadas se encuentra el cortante basal (V), por lo tanto esta curva relaciona la fuerza con el desplazamiento.

Se muestran las diversas etapas que puede experimentar una estructura sometida a cargas incrementales, monitoreando la cedencia progresiva, hasta alcanzar la condición de colapso. La lectura de los desplazamientos o de las derivas laterales indica el grado de daños experimentados y determina diferentes niveles de desempeño estructural, tal como se indican en la figura 3.1, en donde se muestran los rangos de los daños y las condiciones límites de cada nivel. En este caso se utiliza el Nivel I para la condición del límite elástico, el Nivel II para los daños menores, el Nivel III como daños límites de reparación, el Nivel IV en la prevención de colapso y el Nivel V para el colapso. Otros asocian estos niveles a estados límites de desempeño, quedando designados así:

EL-O). Estado límite de funcionamiento pleno;

EL-1). Estado límite de Servicio;

EL-2). Estado límite de seguridad;

EL-3). Estado Límite de capacidad;

EL-4). Estado límite de ruina (Julio Hernández, 1997)

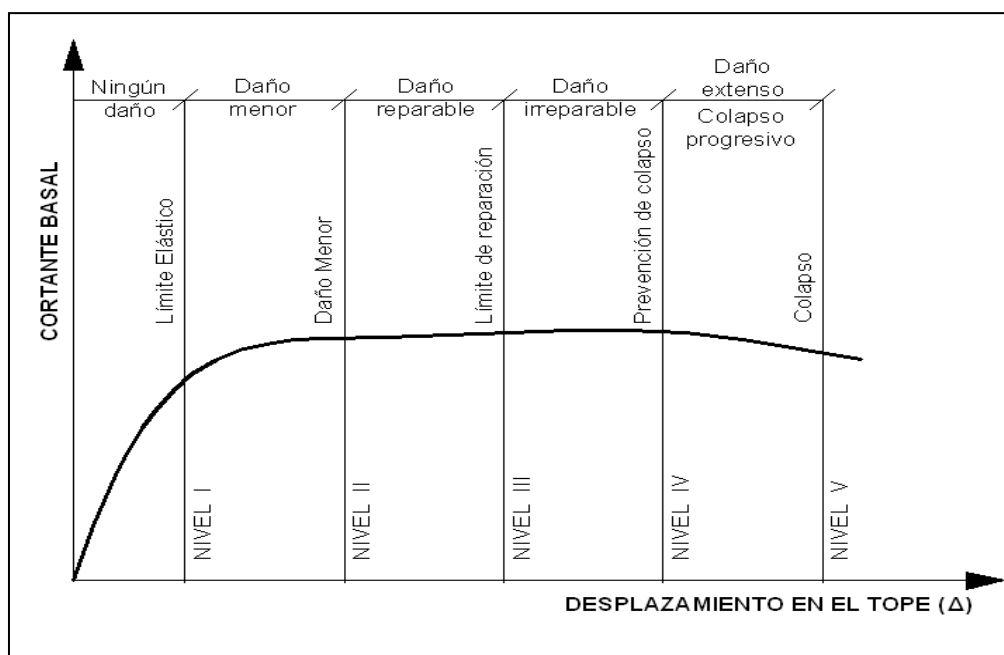


Figura 3.1 Curva de capacidad, niveles de desempeño y límites de daños

El punto donde termina la curva de capacidad es el punto de colapso U en el cual todas las rótulas plásticas ya se han formado y la estructura finalmente colapsa, para dicho punto se tiene dos coordenadas que son el Cortante Último V_u y el Desplazamiento Último D_{tu} . El cortante último V_u es un dato muy importante para obtener la sobre resistencia por cualquier método ya que se establece como la sobre resistencia.

$$R_s = \frac{V_u}{V_o} \tag{3.1}$$

Entonces queda por encontrar el Cortante de Diseño o Cortante para un caso en especial que en la fórmula aparece como V_o , en este trabajo se habla del cortante en función de la deriva y de la demanda de ductilidad y a su debido tiempo se explicará como se obtiene dichos valores.

La importancia de conocer la curva de capacidad resistente de una estructura es conocer para qué solicitaciones de cortante basal se espera daño o se espera el colapso del edificio.

3.5 DERIVA GLOBAL

La deriva global es la relación entre el desplazamiento en el tope del edificio; el cual se obtuvo de la curva de capacidad, y la altura total del mismo así:

$$\gamma_g = \frac{D_t}{H} \tag{3.2}$$

En donde γ_g es la deriva global del edificio, D_t es el desplazamiento en el tope del edificio y H es la altura total del edificio

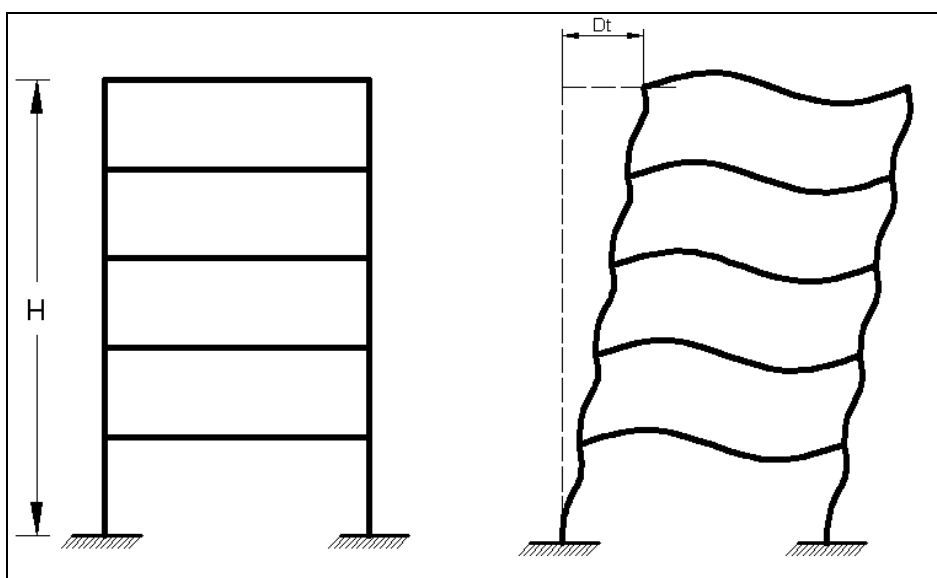


Figura 3.2 Datos necesarios para obtener la deriva global del edificio

3.6 DERIVA DE PISO

Se obtiene el comportamiento de una estructura ante la acción de un sismo y se halla los desplazamientos en cada piso como se muestra en la figura 3.3

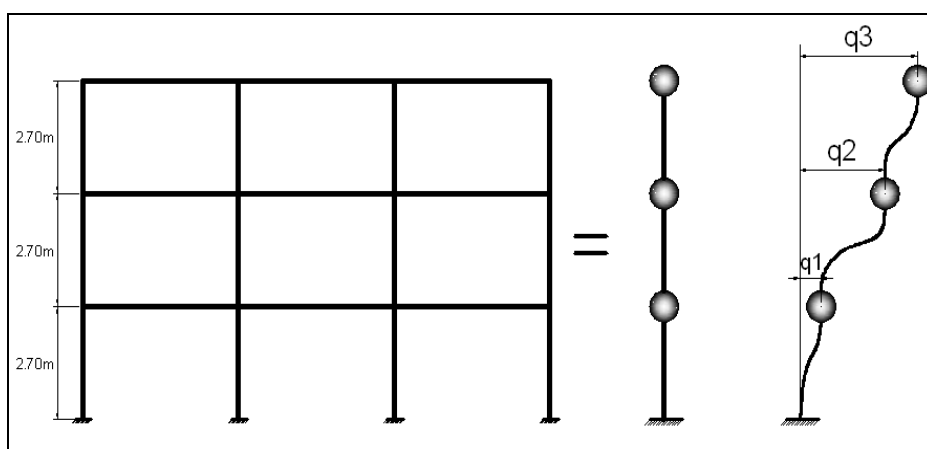


Figura 3.3 Edificio de tres pisos con desplazamientos de piso ante un sismo

Se define a la deriva de piso como la relación entre el desplazamiento relativo de piso dividido para la altura de piso. Por ejemplo en la gráfica 3.3 se tiene un edificio de tres pisos y en cada uno de los pisos se tiene un desplazamiento diferente, se obtiene la deriva de piso así:

Tabla 3.1 Datos para calcular la deriva de piso

Piso	Desplazamiento Máximo (m)	Altura de entrepiso (m)
1	0.0063	2.70
2	0.017	2.70
3	0.035	2.70

$$\gamma_1 = \frac{q1}{h1} = \frac{0.0063m}{2.70m} = 0.23\%$$

$$\gamma_2 = \frac{q2 - q1}{h2} = \frac{(0.017 - 0.0063)m}{2.70m} = 0.40\%$$

$$\gamma_3 = \frac{q3 - q2}{h3} = \frac{(0.035 - 0.017)m}{2.70m} = 0.67\%$$

Y la deriva máxima es la que presenta el mayor valor de todos, en este caso 0.67%

Los códigos de diseño sísmico estipulan valores máximos de deriva los cuales tienen relación con los niveles de daño que puede llegar a tener una estructura ante la presencia de un sismo. En la figura 3.1 se relaciona el rendimiento de la estructura en función del daño.

Existe una propuesta de cálculo para hallar en forma rápida la deriva de piso, dentro de ésta se encuentra el factor β_2 el cual es un factor que permite hallar la deriva máxima de entrepiso conociendo la deriva global de la estructura.

Se puede encontrar mayor información acerca de los factores para hallar la deriva de piso en forma rápida en los trabajos realizados en el CEINCI por Aguiar et al. (2006).

Una vez realizado el pushover se obtienen datos suficientes para encontrar la deriva global de la estructura, y gracias al factor antes citado (β_2) se podrá encontrar la

deriva máxima de piso, la cual se relacionara con la sobre resistencia como se muestra a continuación:

$$\beta_2 = \frac{\gamma}{\gamma_g} \tag{3.3}$$

Donde γ es la deriva máxima de piso y γ_g es la deriva global del edificio

El cálculo del factor β_2 fue realizado por Aguiar y Huidrobo (2006) encontrando la respuesta no lineal de 120 edificios de 1 a 10 pisos de hormigón armado con vigas y columnas, y se los sometió a la acción de 31 acelerogramas, los edificios analizados corresponden a la forma de construir en nuestro país.

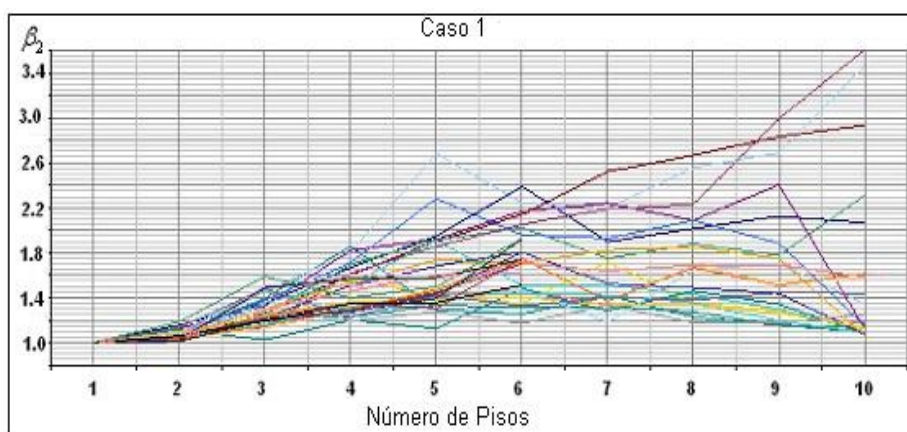


Figura 3.4 Valores medios de β_2

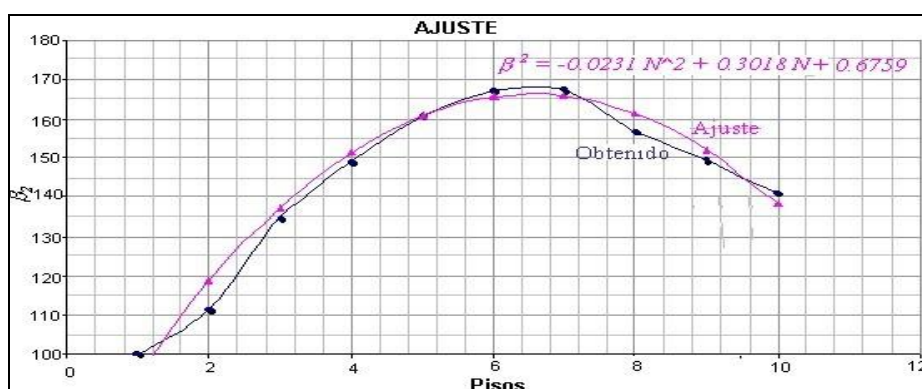


Figura 3.5 Ajuste de curva para determinar β_2

Después de estudiar 3720 casos, obtuvieron las curvas que se muestra en la figura 3.2, en donde se ubicó en el eje de las abscisas al número de pisos y en las ordenadas el

parámetro β_2 , y luego de obtener los valores medios y realizar un ajuste de curvas como el mostrado en la figura 3.3 se obtiene la siguiente expresión:

$$\beta_2 = -0.0231 N^2 + 0.3018 N + 0.6759 \quad (3.4)$$

Donde N es el número de pisos. El parámetro $\beta_2 \geq 1$.

Entonces si conocemos la deriva global y el número de pisos es fácil encontrar la deriva máxima de piso así:

$$\gamma = (-0.231N^2 + 0.3018N + 0.6759) \times \gamma_g \quad (3.5)$$

3.4 RELACIÓN ENTRE SOBRE RESISTENCIA Y DERIVA DE PISO

Teniendo en cuenta la altura del edificio y la geometría en elevación para tener el dato del número de pisos así:

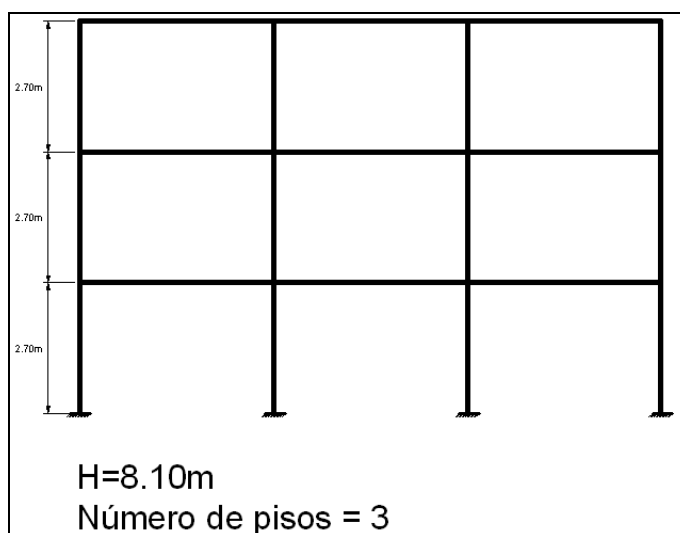


Figura 3.6 Ejemplo de edificio para ser analizado

Realizado el análisis estático no lineal se obtiene la curva de capacidad como ya se ha mencionado antes, y se obtiene una curva similar a la de la figura 3.5

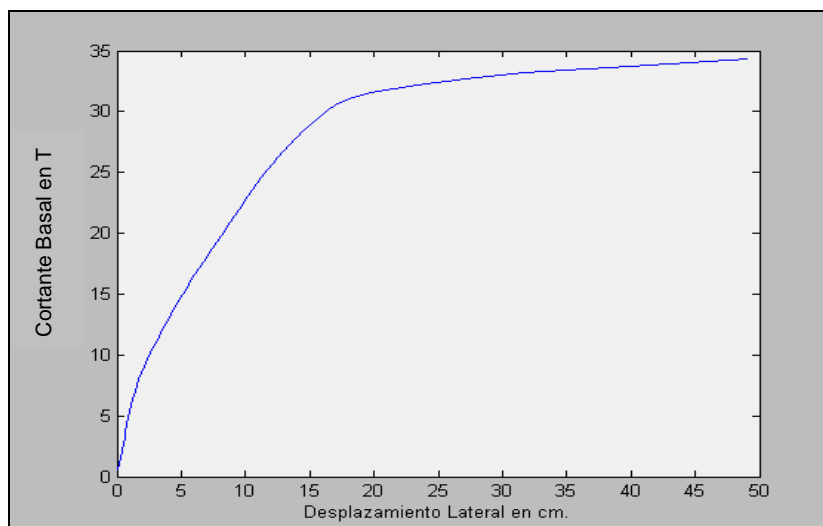


Figura 3.7 Curva de capacidad

Conociendo el número de pisos, utilizamos el factor β_2 y relacionamos los desplazamientos en cada punto con la deriva de piso, entonces ya tenemos los valores a ser ubicados en el eje de las abscisas, y al relacionar el cortante basal último V_u con todos los cortantes basales obtenidos en la curva de capacidad obtenemos la sobre resistencia y se la ubica en el eje de las ordenadas.

En este estudio se empleó un programa realizado por el Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí desarrollado en MATLAB llamado CAPACIDAD el cual recibe la información de los puntos de la curva de capacidad generado por el programa DISIPA, y en función de estos datos relaciona la curva de capacidad con la sobre resistencia en función de la deriva máxima de piso. El código del programa se presenta a continuación:

```

function [m]=capacidad (nombre)
%
% Programa para calcular sobre resistencia en función de la deriva máxima
% de piso.
%
% Por: Roberto Aguiar Falconi
%      CEINCI-ESPE
%-----
% [m]=capacidad(nombre)
%-----
% p Nombre del archivo que contiene el desplazamiento y cortante basal
% d Desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio
% v Cortante Basal
% deriva Es la deriva máxima de piso en cada incremento de carga lateral
% sr Es la sobre resistencia de la estructura

```

```

m=length(nombre);
for i=1:m
    d(i)=nombre(i,1)* 100;
    v(i)=nombre(i,2);
end
alt=input ('\n Indique la altura total del edificio :');
np= input ('\n Indique el numero de pisos :');
beta2=-0.0231*np*np+0.3018*np+0.6759;icod=0
if beta2<1.0
    beta2=1;
end
for i=1:m
    deriva(i)=beta2*d(i)/alt;
    sr(i)=v(m)/v(i);
    if deriva(i)>=0.5&icod==0
        j=i;icod=1;
    end
end
for i=j:m
    drif(i-j+1)=deriva(i);srr(i-j+1)=sr(i);
end
plot (drif,srr); xlabel ('Deriva de Piso'); ylabel ('Sobre Resistencia');
grid minor
%hold on
%---fin---
    
```

Con un pequeño cambio en el citado programa también se puede graficar la curva de capacidad.

Entonces tenemos porcentajes de deriva los cuales tienen su correspondiente sobre resistencia en este trabajo se destacaron las derivas de 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5 y 3% para todos los casos de análisis.

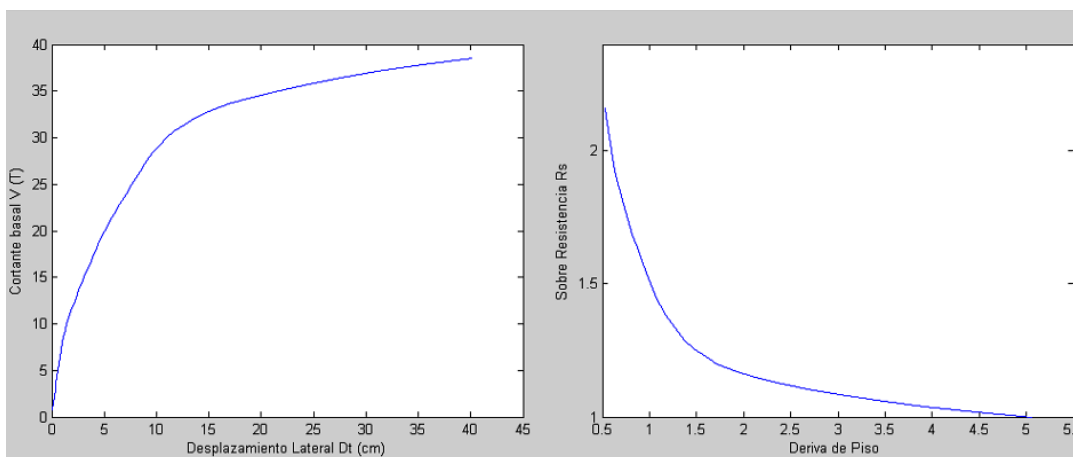


Figura 3.8 Curva de sobre resistencia en función de la deriva de piso

CAPÍTULO IV

RESULTADOS OBTENIDOS PARA DERIVAS DE PISO

RESUMEN

En este capítulo se muestran las estructuras analizadas, las cuantías y los tipos de estribo para las columnas, después se muestran en tablas los datos y los resultados obtenidos de sobre resistencia para derivas de 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, y 3% así como de cortante basal último y desplazamiento en el techo, se muestran las 216 gráficas obtenidas de sobre resistencia.

Finalmente se presenta la tabulación de todos los datos y se obtienen los valores medios y se presentan en gráficas.

Los edificios que han sido analizados están conformados por vigas y columnas las cuales tienen distintas secciones en base a la forma habitual de construir en el Ecuador y se constituyen de hormigón armado, tienen desde uno hasta seis pisos, se consideran doce casos en función de la cuantía de armadura la cual se presenta en la tabla 4.4 y se consideran tres tipos de estribos para las columnas para cada caso, por lo tanto en total se tiene 216 casos (6 pisos x 12 cuantías x 3 estribos) de los cuales se presenta posteriormente la curva de sobre resistencia en función del porcentaje de deriva máxima de piso para todos los casos.

4.3 DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS

Para este estudio se empleó una distribución en planta para todos los edificios analizados, la cual se muestra en la figura 4.1, se muestra también en dicha gráfica el área cooperante considerada para el pórtico interior que se empleó en este estudio ya que es el más cargado. Las dimensiones de las columnas se muestran en la tabla 4.1, de las vigas en la tabla 4.2 y las cargas aplicadas en la tabla 4.3.

Tabla 4.1 Dimensiones de columnas consideradas en el estudio.

N° DE PISOS	SECCIÓN COLUMNAS (cm)					
	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	6° Piso
1	20X20					
2	25x25	25x25				
3	30x30	30x30	30x30			
4	40x40	40x40	40x40	40x40		
5	45x45	45x45	40x40	40x40	35x35	
6	45x45	45x45	40x40	40x40	35x35	35x35

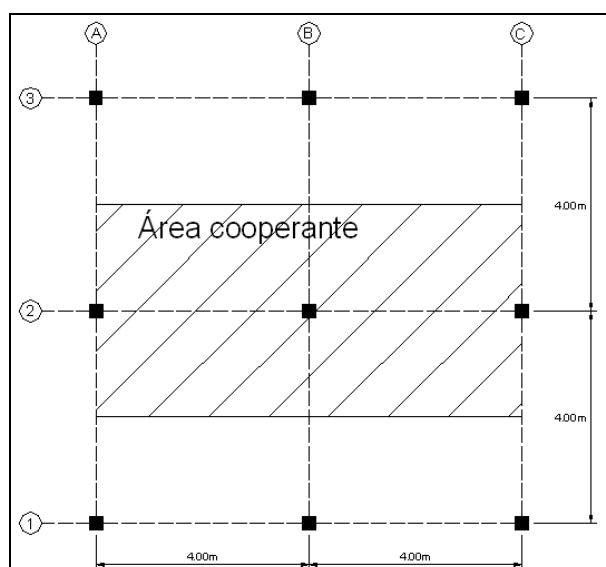


Figura 4.1 Distribución en planta de edificios analizados.

Tabla 4.2 Dimensiones de vigas consideradas en el estudio.

N° DE PISOS	SECCIÓN VIGAS (cm)					
	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	6° Piso
1	20x20					
2	25x20	25x20				
3	30x30	30x30	30x30			
4	40x30	40x30	40x30	40x30		
5	50x30	50x30	45x30	45x30	40x30	
6	50x30	50x30	45x30	45x30	40x30	40x30

Tabla 4.3 Carga vertical considerada en el estudio

N° DE PISOS	CARGA (Kg/m ²)					
	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	6° Piso
1	400					
2	400	400				
3	500	500	500			
4	500	500	500	500		
5	700	700	630	630	567	
6	700	700	630	630	567	567

Para cada edificio se consideró 12 casos de armadura longitudinal para vigas y columnas. Los casos considerados se muestran en la tabla 5. La armadura de columnas se ha variado desde una cuantía igual al 1% hasta 2%. Las vigas desde una cuantía de 0.50% hasta 1.50%.

Tabla 4.4 Armadura longitudinal y transversal considerada en el estudio.

Caso	Cuantía de columna ρ en %	Cuantía de armadura inferior de viga ρ en %	Cuantía de la armadura superior de viga ρ en %
1	1.0	0.50	0.75
2	1.0	0.75	1.00
3	1.0	1.00	1.25
4	1.0	1.25	1.50
5	1.5	0.50	0.75
6	1.5	0.75	1.00
7	1.5	1.00	1.25
8	1.5	1.25	1.50
9	2.0	0.50	0.75
10	2.0	0.75	1.00
11	2.0	1.00	1.25
12	2.0	1.25	1.50

En cada caso de armadura longitudinal se consideró tres casos de refuerzo transversal en columnas, el primero compuesto por estribos simples, el segundo por estribo más gancho y el tercero por estribo doble. El diámetro de los estribos tanto de vigas como de columnas es de 8 mm., y el espaciamiento es de 10 cm., en los extremos del elemento y 20 cm., en el centro de la luz.

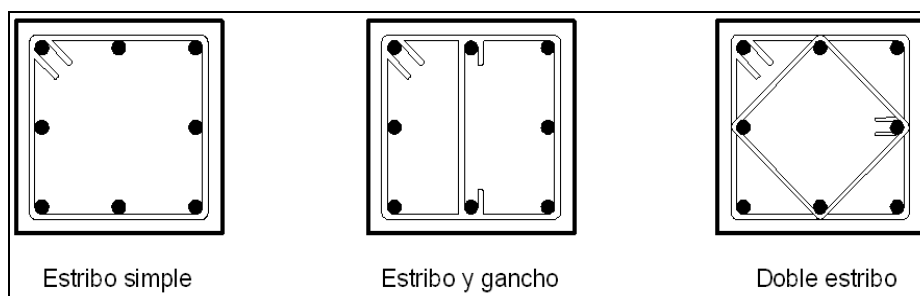


Figura 4.2 Tipos de confinamiento para las columnas.

Tanto las dimensiones de las columnas y vigas, como la armadura longitudinal y transversal considerada, corresponden a la forma como se construye normalmente en el Ecuador.

4.4 CURVAS DE SOBRE RESISTENCIA

Tabla 4.5 Datos de sobre resistencia para edificios de un piso y dos vanos

EDIFICIOS DE UN PISO DOS VANOS Y COLUMNAS Y VIGAS DE 20X20 DISIPA3													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm ²)		ARMADURA VIGA (cm ²)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
1P1	SIMPLE	2.00	2.00	2.00	3.00	2.28	1.42	1.03	1.02	1.02	1.01	0.19	4.71
1P1	VINCHA	2.00	2.00	2.00	3.00	2.17	1.25	1.02	1.01	1.01	1.00	0.11	4.54
1P1	DOBLE	2.00	2.00	2.00	3.00	1.80	1.10	1.03	1.02	1.02	1.05	0.09	4.37
1P2	SIMPLE	2.00	2.00	3.00	4.00	2.82	1.67	1.06	1.01	1.05	1.03	0.17	5.86
1P2	VINCHA	2.00	2.00	3.00	4.00	2.74	1.54	1.03	1.01	1.01	1.00	0.15	5.86
1P2	DOBLE	2.00	2.00	3.00	4.00	2.52	1.24	1.04	1.02	1.00	1.00	0.09	4.69
1P3	SIMPLE	2.00	2.00	4.00	5.00	2.98	1.64	1.07	1.01	1.01	1.00	0.09	6.17
1P3	VINCHA	2.00	2.00	4.00	5.00	3.00	1.58	1.20	1.02	1.02	1.01	0.10	6.07
1P3	DOBLE	2.00	2.00	4.00	5.00	1.27	1.07	1.03	1.02	1.01	1.00	0.19	2.35
1P4	SIMPLE	2.00	2.00	5.00	6.00	3.02	1.70	1.08	1.01	1.05	1.00	0.13	6.40
1P4	VINCHA	2.00	2.00	5.00	6.00	3.10	1.62	1.23	1.01	1.01	1.01	0.10	6.40
1P4	DOBLE	2.00	2.00	5.00	6.00	2.52	1.43	1.01	1.01	1.01	1.01	0.17	6.50
1P5	SIMPLE	3.00	3.00	2.00	3.00	1.72	1.31	1.10	1.06	1.03	1.02	0.16	3.20
1P5	VINCHA	3.00	3.00	2.00	3.00	1.73	1.31	1.10	1.09	1.08	1.02	0.12	3.15
1P5	DOBLE	3.00	3.00	2.00	3.00	1.81	1.29	1.10	1.06	1.02	1.01	0.10	2.89
1P6	SIMPLE	3.00	3.00	3.00	4.00	1.85	1.25	1.08	1.04	1.03	1.02	0.10	3.36
1P6	VINCHA	3.00	3.00	3.00	4.00	1.72	1.22	1.08	1.05	1.03	1.01	0.10	3.27
1P6	DOBLE	3.00	3.00	3.00	4.00	2.55	2.01	1.35	1.05	1.02	1.01	0.09	5.90
1P7	SIMPLE	3.00	3.00	4.00	5.00	1.76	1.21	1.06	1.04	1.03	1.02	0.09	3.33
1P7	VINCHA	3.00	3.00	4.00	5.00	1.71	1.22	1.08	1.05	1.00	1.00	0.10	3.33
1P7	DOBLE	3.00	3.00	4.00	5.00	1.65	1.21	1.05	1.00	1.02	1.01	0.06	3.19
1P8	SIMPLE	3.00	3.00	5.00	6.00	1.77	1.20	1.05	1.03	1.02	1.00	0.09	3.39
1P8	VINCHA	3.00	3.00	5.00	6.00	2.90	2.20	1.30	1.01	1.01	1.00	0.09	6.55
1P8	DOBLE	3.00	3.00	5.00	6.00	3.20	2.30	1.40	1.10	1.02	1.00	0.09	7.23

EDIFICIOS DE UN PISO DOS VANOS Y COLUMNAS Y VIGAS DE 20X20 DISIPA3													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm2)		ARMADURA VIGA (cm2)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
1P9	SIMPLE	4.00	4.00	2.00	3.00	2.30	1.40	1.20	1.05	1.02	1.01	3.60	3.60
1P9	VINCHA	4.00	4.00	2.00	3.00	2.25	1.45	1.25	1.08	1.01	1.00	0.09	3.54
1P9	DOBLE	4.00	4.00	2.00	3.00	2.30	1.45	1.25	1.10	1.01	1.00	0.09	3.48
1P10	SIMPLE	4.00	4.00	3.00	4.00	2.20	1.35	1.10	1.05	1.01	1.00	0.10	4.13
1P10	VINCHA	4.00	4.00	3.00	4.00	2.20	1.40	1.15	1.05	1.01	1.00	0.10	4.10
1P10	DOBLE	4.00	4.00	3.00	4.00	2.10	1.35	1.15	1.10	1.01	1.00	0.09	4.04
1P11	SIMPLE	4.00	4.00	4.00	5.00	2.30	1.50	1.25	1.10	1.00	1.00	0.09	5.46
1P11	VINCHA	4.00	4.00	4.00	5.00	3.10	2.10	1.75	1.20	1.02	1.01	0.10	7.40
1P11	DOBLE	4.00	4.00	4.00	5.00	3.10	2.15	1.80	1.35	1.02	1.01	0.09	7.52
1P12	SIMPLE	4.00	4.00	5.00	6.00	2.59	1.60	1.30	1.08	1.01	1.00	0.09	5.28
1P12	VINCHA	4.00	4.00	5.00	6.00	2.70	1.70	1.30	1.35	1.01	1.00	0.09	5.46
1P12	DOBLE	4.00	4.00	5.00	6.00	3.30	2.25	1.90	1.25	1.15	1.00	0.07	8.05

Tabla 4.6 Datos de sobre resistencia para edificios de dos pisos y dos vanos

EDIFICIOS DE DOS PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS DE 25X25 Y VIGAS DE 25X20 DISIPA3													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm2)		ARMADURA VIGA (cm2)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
2P1	SIMPLE	3.125	3.125	3.1250	4.6875	1.55	1.22	1.15	1.10	1.06	1.04	0.19	5.89
2P1	VINCHA	3.125	3.125	3.1250	4.6875		1.27	1.14	1.14	1.11	1.09	0.59	6.26
2P1	DOBLE	3.125	3.125	3.1250	4.6875	1.54	1.24	1.14	1.09	1.06	1.05	0.26	5.89
2P2	SIMPLE	3.125	3.125	4.6875	6.2500	1.55	1.21	1.12	1.09	1.06	1.05	0.35	6.26
2P2	VINCHA	3.125	3.125	4.6875	6.2500	1.55	1.24	1.14	1.10	1.07	1.06	0.34	6.26
2P2	DOBLE	3.125	3.125	4.6875	6.2500	2.20	1.70	1.30	1.20	1.06	1.05	0.32	6.26
2P3	SIMPLE	3.125	3.125	6.2500	7.8125	1.55	1.21	1.12	1.09	1.06	1.05	0.34	6.26
2P3	VINCHA	3.125	3.125	6.2500	7.8125	1.55	1.21	1.10	1.08	1.06	1.05	0.32	6.26
2P3	DOBLE	3.125	3.125	6.2500	7.8125		1.12	1.06	1.05	1.03	1.02	0.19	5.89

EDIFICIOS DE DOS PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS DE 25X25 Y VIGAS DE 25X20 DISIPA3													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm2)		ARMADURA VIGA (cm2)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
2P4	SIMPLE	3.125	3.125	7.8125	9.3750	1.55	1.20	1.10	1.08	1.06	1.05	0.33	6.26
2P4	VINCHA	3.125	3.125	7.8125	9.3750	1.55	1.19	1.07	1.06	1.06	1.05	0.31	6.26
2P4	DOBLE	3.125	3.125	7.8125	9.3750		1.10	1.06	1.05	1.06	1.04	0.19	5.89
2P5	SIMPLE	4.6875	4.6875	3.1250	4.6875	1.79	1.25	1.14	1.09	1.05	1.02	0.18	6.81
2P5	VINCHA	4.6875	4.6875	3.1250	4.6875	1.72	1.22	1.12	1.09	1.05	1.03	0.20	6.81
2P5	DOBLE	4.6875	4.6875	3.1250	4.6875	1.78	1.29	1.15	1.08	1.04	1.02	0.20	6.72
2P6	SIMPLE	4.6875	4.6875	4.6875	6.2500	1.71	1.32	1.01	1.05	1.04	1.02	0.20	8.37
2P6	VINCHA	4.6875	4.6875	4.6875	6.2500	1.68	1.31	1.10	1.05	1.03	1.02	0.21	8.46
2P6	DOBLE	4.6875	4.6875	4.6875	6.2500	2.10	1.60	1.49	1.20	1.08	1.03	0.20	10.30
2P7	SIMPLE	4.6875	4.6875	6.2500	7.8125	1.88	1.50	1.31	1.20	1.07	1.03	0.19	8.28
2P7	VINCHA	4.6875	4.6875	6.2500	7.8125	2.20	1.55	1.35	1.15	1.07	1.02	0.18	10.67
2P7	DOBLE	4.6875	4.6875	6.2500	7.8125	2.10	1.70	1.50	1.20	1.07	1.03	0.21	10.67
2P8	SIMPLE	4.6875	4.6875	7.8125	9.3750	1.88	1.51	1.32	1.20	1.07	1.02	0.19	8.28
2P8	VINCHA	4.6875	4.6875	7.8125	9.3750	2.30	1.80	1.35	1.20	1.08	1.03	0.20	11.11
2P8	DOBLE	4.6875	4.6875	7.8125	9.3750	2.20	1.70	1.60	1.20	1.07	1.02	0.19	11.48
2P9	SIMPLE	6.25	6.25	3.1250	4.6875	1.89	1.41	1.22	1.11	1.05	1.03	0.19	8.68
2P9	VINCHA	6.25	6.25	3.1250	4.6875	1.82	1.38	1.19	1.10	1.04	1.02	0.18	8.46
2P9	DOBLE	6.25	6.25	3.1250	4.6875	1.68	1.36	1.19	1.12	1.05	1.30	0.19	8.46
2P10	SIMPLE	6.25	6.25	4.6875	6.2500	2.20	1.60	1.40	1.25	1.12	1.05	0.18	10.01
2P10	VINCHA	6.25	6.25	4.6875	6.2500	2.20	1.65	1.40	1.30	1.12	1.05	0.19	9.94
2P10	DOBLE	6.25	6.25	4.6875	6.2500	1.98	1.60	1.38	1.22	1.12	1.05	0.18	9.86
2P11	SIMPLE	6.25	6.25	6.2500	7.8125	2.20	1.65	1.45	1.25	1.13	1.05	0.18	10.23
2P11	VINCHA	6.25	6.25	6.2500	7.8125	2.25	1.70	1.45	1.30	1.13	1.04	0.18	10.23
2P11	DOBLE	6.25	6.25	6.2500	7.8125	2.05	1.60	1.45	1.25	1.15	1.06	0.18	10.30
2P12	SIMPLE	6.25	6.25	7.8125	9.3750	2.25	1.65	1.48	1.30	1.15	1.06	0.18	10.38
2P12	VINCHA	6.25	6.25	7.8125	9.3750	2.25	1.70	1.45	1.25	1.14	1.05	0.18	10.30
2P12	DOBLE	6.25	6.25	7.8125	9.3750	2.20	1.65	1.40	1.30	1.15	1.06	0.19	10.45

Tabla 4.7 Datos de sobre resistencia para edificios de tres pisos y dos vanos

EDIFICIOS DE TRES PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS DE 25X25 Y VIGAS DE 25X20 DISIPA3													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm ²)		ARMADURA VIGA (cm ²)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
3P1	SIMPLE	4.50	4.50	4.50	6.75	1.49	1.22	1.10	1.06	1.04	1.03	0.30	9.30
3P1	VINCHA	4.50	4.50	4.50	6.75	2.08	1.66	1.38	1.30	1.02	1.02	0.94	10.06
3P1	DOBLE	4.50	4.50	4.50	6.75	1.45	1.16	1.09	1.06	1.04	1.03	0.29	11.46
3P2	SIMPLE	4.50	4.50	6.75	9.00	1.91	1.50	1.38	1.10	1.05	1.03	0.29	12.48
3P2	VINCHA	4.50	4.50	6.75	9.00	1.92	1.51	1.31	1.18	1.06	1.03	0.35	12.61
3P2	DOBLE	4.50	4.50	6.75	9.00	1.91	1.28	1.13	1.05	1.04	1.02	0.29	16.05
3P3	SIMPLE	4.50	4.50	9.00	11.25	1.89	1.50	1.28	1.08	1.03	1.02	0.29	13.63
3P3	VINCHA	4.50	4.50	9.00	11.25	2.30	1.65	1.30	1.05	1.05	1.02	0.32	14.90
3P3	DOBLE	4.50	4.50	9.00	11.25	1.80	1.19	1.07	1.04	1.03	1.02	0.32	14.01
3P4	SIMPLE	4.50	4.50	11.25	13.50	2.20	1.65	1.25	1.10	1.02	1.01	0.27	14.78
3P4	VINCHA	4.50	4.50	11.25	13.50	2.30	1.75	1.40	1.05	1.04	1.02	0.32	16.18
3P4	DOBLE	4.50	4.50	11.25	13.50	2.48	1.70	1.30	1.05	1.02	1.01	0.28	20.89
3P5	SIMPLE	6.75	6.75	4.50	6.75	1.65	1.29	1.17	1.12	1.08	1.05	0.28	12.74
3P5	VINCHA	6.75	6.75	4.50	6.75	1.71	1.26	1.20	1.14	1.08	1.04	0.28	13.37
3P5	DOBLE	6.75	6.75	4.50	6.75	1.56	1.24	1.17	1.14	1.11	1.09	0.29	13.76
3P6	SIMPLE	6.75	6.75	6.75	9.00	2.05	1.53	1.28	1.16	1.12	1.07	0.27	15.16
3P6	VINCHA	6.75	6.75	6.75	9.00	2.10	1.54	1.30	1.75	1.10	1.07	0.28	15.29
3P6	DOBLE	6.75	6.75	6.75	9.00	2.10	1.39	1.25	1.48	1.09	1.05	0.28	16.18
3P7	SIMPLE	6.75	6.75	9.00	11.25	2.12	1.59	1.33	1.17	1.13	1.07	0.28	15.92
3P7	VINCHA	6.75	6.75	9.00	11.25	2.05	1.51	1.33	1.17	1.12	1.08	0.27	15.92
3P7	DOBLE	6.75	6.75	9.00	11.25	2.44	1.67	1.45	1.25	1.07	1.04	0.29	20.00
3P8	SIMPLE	6.75	6.75	11.25	13.50	2.15	1.60	1.34	1.18	1.12	1.06	0.28	16.05
3P8	VINCHA	6.75	6.75	11.25	13.50	2.10	1.60	1.35	1.19	1.13	1.07	0.28	16.05
3P8	DOBLE	6.75	6.75	11.25	13.50	2.58	1.76	1.53	1.25	1.06	1.03	0.29	21.02

EDIFICIOS DE TRES PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS DE 25X25 Y VIGAS DE 25X20 DISIPA3													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm2)		ARMADURA VIGA (cm2)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
3P9	SIMPLE	9.00	9.00	4.50	6.75	1.72	1.25	1.13	1.09	1.06	1.05	0.28	13.63
3P9	VINCHA	9.00	9.00	4.50	6.75	1.57	1.20	1.12	1.09	1.06	1.04	0.28	13.37
3P9	DOBLE	9.00	9.00	4.50	6.75	1.54	1.21	1.12	1.09	1.07	1.04	0.29	13.37
3P10	SIMPLE	9.00	9.00	6.75	9.00	2.19	1.50	1.25	1.13	1.07	1.05	0.27	16.69
3P10	VINCHA	9.00	9.00	6.75	9.00	2.11	1.49	1.26	1.14	1.09	1.05	0.28	16.69
3P10	DOBLE	9.00	9.00	6.75	9.00	1.98	1.42	1.21	1.11	1.07	1.05	0.27	16.18
3P11	SIMPLE	9.00	9.00	9.00	11.25	2.50	1.76	1.40	1.24	1.14	1.07	0.28	19.36
3P11	VINCHA	9.00	9.00	9.00	11.25	2.36	1.67	1.39	1.23	1.13	1.06	0.28	18.98
3P11	DOBLE	9.00	9.00	9.00	11.25	2.36	1.66	1.39	1.22	1.14	1.07	0.28	18.85
3P12	SIMPLE	9.00	9.00	11.25	13.50	2.65	1.84	1.49	1.29	1.15	1.09	0.27	20.38
3P12	VINCHA	9.00	9.00	11.25	13.50	2.55	1.80	1.50	1.30	1.18	1.10	0.28	20.38
3P12	DOBLE	9.00	9.00	11.25	13.50	2.43	1.74	1.45	1.27	1.15	1.10	0.27	20.00

Tabla 4.8 Datos de sobre resistencia para edificios de cuatro pisos y dos vanos

EDIFICIOS DE CUATRO PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS DE 40X40 Y VIGAS DE 40X30 DISIPAN													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm2)		ARMADURA VIGA (cm2)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
4P1	SIMPLE	8.00	8.00	6.00	9.00	1.47	1.23	1.17	1.13	1.09	1.07	0.46	20.00
4P1	GANCHO	8.00	8.00	6.00	9.00	1.48	1.23	1.17	1.13	1.10	1.08	0.46	20.00
4P1	DOBLE	8.00	8.00	6.00	9.00	1.47	1.21	1.16	1.12	1.09	1.07	0.38	20.00
4P2	SIMPLE	8.00	8.00	9.00	12.00	1.80	1.35	1.25	1.25	1.10	1.08	0.37	25.71
4P2	GANCHO	8.00	8.00	9.00	12.00	1.77	1.35	1.17	1.12	1.09	1.07	0.41	27.86
4P2	DOBLE	8.00	8.00	9.00	12.00	1.78	1.35	1.19	1.14	1.08	1.05	0.38	27.86
4P3	SIMPLE	8.00	8.00	12.00	15.00	1.86	1.40	1.19	1.14	1.11	1.08	0.39	29.29
4P3	GANCHO	8.00	8.00	12.00	15.00	1.87	1.37	1.17	1.13	1.10	1.07	0.38	29.29
4P3	DOBLE	8.00	8.00	12.00	15.00	1.86	1.37	1.19	1.14	1.11	1.08	0.39	29.29

EDIFICIOS DE CUATRO PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS DE 40X40 Y VIGAS DE 40X30 DISIPAN													
CASO	ESTRIBO	ARMADURA COLUMNA (cm ²)		ARMADURA VIGA (cm ²)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0		
4P4	SIMPLE	8.00	8.00	15.00	18.00	1.86	1.35	1.17	1.13	1.10	1.07	0.36	29.29
4P4	GANCHO	8.00	8.00	15.00	18.00	1.91	1.38	1.19	1.15	1.11	1.09	0.41	30.00
4P4	DOBLE	8.00	8.00	15.00	18.00	1.83	1.38	1.20	1.15	1.12	1.09	0.41	30.00
4P5	SIMPLE	12.00	12.00	6.00	9.00	1.58	1.24	1.16	1.12	1.09	1.06	0.39	27.14
4P5	GANCHO	12.00	12.00	6.00	9.00	1.58	1.26	1.18	1.14	1.11	1.08	0.42	27.14
4P5	DOBLE	12.00	12.00	6.00	9.00	1.48	1.24	1.16	1.13	1.09	1.07	0.37	26.43
4P6	SIMPLE	12.00	12.00	9.00	12.00	1.88	1.35	1.20	1.14	1.10	1.07	0.38	33.57
4P6	GANCHO	12.00	12.00	9.00	12.00	1.92	1.35	1.20	1.14	1.10	1.07	0.37	32.86
4P6	DOBLE	12.00	12.00	9.00	12.00	1.84	1.33	1.19	1.14	1.11	1.08	0.38	32.86
4P7	SIMPLE	12.00	12.00	12.00	15.00	2.15	1.50	1.25	1.16	1.12	1.09	0.40	38.57
4P7	GANCHO	12.00	12.00	12.00	15.00	2.20	1.50	1.25	1.15	1.11	1.08	0.37	37.86
4P7	DOBLE	12.00	12.00	12.00	15.00	2.21	1.47	1.23	1.15	1.11	1.08	0.38	37.86
4P8	SIMPLE	12.00	12.00	15.00	18.00	2.32	1.62	1.30	1.17	1.11	1.08	0.39	41.43
4P8	GANCHO	12.00	12.00	15.00	18.00	2.37	1.63	1.30	1.15	1.10	1.08	0.38	40.71
4P8	DOBLE	12.00	12.00	15.00	18.00	2.28	1.60	1.27	1.15	1.10	1.07	0.38	40.71
4P9	SIMPLE	16.00	16.00	6.00	9.00	1.67	1.25	1.17	1.14	1.10	1.08	0.41	30.00
4P9	GANCHO	16.00	16.00	6.00	9.00	1.63	1.23	1.16	1.12	1.09	1.06	0.36	29.29
4P9	DOBLE	16.00	16.00	6.00	9.00	1.63	1.24	1.17	1.14	1.10	1.08	0.38	29.29
4P10	SIMPLE	16.00	16.00	9.00	12.00	2.00	1.35	1.20	1.15	1.10	1.07	0.37	37.14
4P10	GANCHO	16.00	16.00	9.00	12.00	2.00	1.35	1.23	1.16	1.12	1.08	0.40	37.14
4P10	DOBLE	16.00	16.00	9.00	12.00	1.96	1.34	1.20	1.15	1.10	1.06	0.37	36.43
4P11	SIMPLE	16.00	16.00	12.00	15.00	2.30	1.50	1.25	1.17	1.11	1.08	0.38	42.86
4P11	GANCHO	16.00	16.00	12.00	15.00	2.26	1.50	1.24	1.16	1.10	1.06	0.36	42.14
4P11	DOBLE	16.00	16.00	12.00	15.00	2.27	1.50	1.24	1.16	1.01	1.07	0.37	42.14
4P12	SIMPLE	16.00	16.00	15.00	18.00	2.80	1.85	1.49	1.31	1.24	1.10	0.38	52.14
4P12	GANCHO	16.00	16.00	15.00	18.00	2.15	1.35	1.15	1.10	1.06	1.04	0.39	41.43
4P12	DOBLE	16.00	16.00	15.00	18.00	2.15	1.35	1.16	1.10	1.06	1.04	0.39	41.43

Tabla 4.9 Datos de sobre resistencia para edificios de cinco pisos y dos vanos

EDIFICIOS DE CINCO PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS Y VIGAS DE SECCION VARIABLE													
CASO	ESTRIBO	CUANTIA COLUMNA (%)		CUANTIA VIGA (%)		FACTOR R _s						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00		
5P1	SIMPLE	0.50	0.50	0.50	0.75	1.44	1.20	1.12	1.09	1.07	1.06	0.55	17.68
5P1	GANCHO	0.50	0.50	0.50	0.75	1.44	1.21	1.12	1.09	1.07	1.06	0.56	17.68
5P1	DOBLE	0.50	0.50	0.50	0.75	1.39	1.14	1.09	1.06	1.05	1.04	0.46	17.14
5P2	SIMPLE	0.50	0.50	0.75	1.00	1.82	1.29	1.13	1.10	1.08	1.05	0.50	22.50
5P2	GANCHO	0.50	0.50	0.75	1.00	1.75	1.27	1.14	1.12	1.08	1.06	0.55	22.50
5P2	DOBLE	0.50	0.50	0.75	1.00	1.75	1.27	1.13	1.10	1.09	1.07	0.54	22.50
5P3	SIMPLE	0.50	0.50	1.00	1.25	1.92	1.36	1.15	1.11	1.07	1.05	0.49	26.79
5P3	GANCHO	0.50	0.50	1.00	1.25	1.93	1.37	1.16	1.10	1.06	1.05	0.48	26.79
5P3	DOBLE	0.50	0.50	1.00	1.25	1.96	1.37	1.18	1.13	1.11	1.10	0.47	27.32
5P4	SIMPLE	0.50	0.50	1.25	1.50	2.19	1.50	1.25	1.10	1.05	1.04	0.45	30.54
5P4	GANCHO	0.50	0.50	1.25	1.50	2.19	1.50	1.27	1.10	1.06	1.04	0.46	30.54
5P4	DOBLE	0.50	0.50	1.25	1.50	2.23	1.60	1.34	1.19	1.10	1.05	0.49	32.14
5P5	SIMPLE	0.75	0.75	0.50	0.75	1.65	1.32	1.17	1.06	1.07	1.05	0.57	20.36
5P5	GANCHO	0.75	0.75	0.50	0.75	1.58	1.32	1.16	1.09	1.07	1.05	0.59	20.36
5P5	DOBLE	0.75	0.75	0.50	0.75	1.54	1.28	1.12	1.08	1.06	1.05	0.56	19.82
5P6	SIMPLE	0.75	0.75	0.75	1.00	2.07	1.33	1.18	1.13	1.10	1.08	0.47	30.00
5P6	GANCHO	0.75	0.75	0.75	1.00	2.03	1.29	1.16	1.12	1.09	1.06	0.45	29.46
5P6	DOBLE	0.75	0.75	0.75	1.00	2.07	1.33	1.17	1.13	1.09	1.06	0.45	29.46
5P7	SIMPLE	0.75	0.75	1.00	1.25	2.32	1.49	1.21	1.14	1.10	1.06	0.45	34.82
5P7	GANCHO	0.75	0.75	1.00	1.25	2.32	1.47	1.21	1.14	1.10	1.07	0.46	34.82
5P7	DOBLE	0.75	0.75	1.00	1.25	2.32	1.48	1.22	1.15	1.10	1.07	0.48	34.82
5P8	SIMPLE	0.75	0.75	1.25	1.50	2.37	1.57	1.20	1.10	1.07	1.05	0.53	34.29
5P8	GANCHO	0.75	0.75	1.25	1.50	2.36	1.58	1.23	1.10	1.06	1.06	0.49	34.29
5P8	DOBLE	0.75	0.75	1.25	1.50	2.37	1.59	1.24	1.10	1.06	1.05	0.49	34.29

EDIFICIOS DE CINCO PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS Y VIGAS DE SECCION VARIABLE													
CASO	ESTRIBO	CUANTIA COLUMNA (%)		CUANTIA VIGA (%)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00		
5P9	SIMPLE	1.00	1.00	0.50	0.75	1.71	1.39	1.22	1.12	1.05	1.04	0.48	21.96
5P9	GANCHO	1.00	1.00	0.50	0.75	1.71	1.39	1.22	1.13	1.05	1.04	0.47	21.96
5P9	DOBLE	1.00	1.00	0.50	0.75	1.75	1.43	1.24	1.14	1.09	1.05	0.52	22.50
5P10	SIMPLE	1.00	1.00	0.75	1.00	2.20	1.47	1.20	1.10	1.06	1.05	0.51	28.39
5P10	GANCHO	1.00	1.00	0.75	1.00	2.16	1.45	1.18	1.08	1.06	1.05	0.45	27.86
5P10	DOBLE	1.00	1.00	0.75	1.00	2.16	1.45	1.18	1.09	1.06	1.05	0.46	27.86
5P11	SIMPLE	1.00	1.00	1.00	1.25	2.34	1.50	1.19	1.10	1.07	1.05	0.47	33.75
5P11	GANCHO	1.00	1.00	1.00	1.25	2.34	1.50	1.20	1.11	1.08	1.05	0.48	33.75
5P11	DOBLE	1.00	1.00	1.00	1.25	2.34	1.51	1.20	1.10	1.07	1.05	0.46	33.75
5P12	SIMPLE	1.00	1.00	1.25	1.50	2.62	1.66	1.23	1.10	1.08	1.05	0.48	38.04
5P12	GANCHO	1.00	1.00	1.25	1.50	2.63	1.67	1.25	1.11	1.08	1.05	0.48	38.04
5P12	DOBLE	1.00	1.00	1.25	1.50	2.63	1.69	1.25	1.11	1.07	1.05	0.46	38.04

Tabla 4.10 Datos de sobre resistencia para edificios de seis pisos y dos vanos

EDIFICIOS DE SEIS PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS Y VIGAS DE SECCION VARIABLE (DISIPAN)													
CASO	ESTRIBO	CUANTIA COLUMNA (%)		CUANTIA VIGA (%)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00		
6P1	SIMPLE	0.50	0.50	0.50	0.75	1.47	1.20	1.12	1.08	1.06	1.04	0.55	18.75
6P1	VINCHA	0.50	0.50	0.50	0.75	1.52	1.24	1.14	1.11	1.08	1.07	0.75	19.50
6P1	DOBLE	0.50	0.50	0.50	0.75	1.52	1.24	1.14	1.11	1.09	1.08	0.76	19.50
6P2	SIMPLE	0.50	0.50	0.75	1.00	1.78	1.27	1.13	1.09	1.07	1.05	0.55	24.00
6P2	VINCHA	0.50	0.50	0.75	1.00	1.78	1.25	1.12	1.09	1.07	1.05	0.57	24.00
6P2	DOBLE	0.50	0.50	0.75	1.00	1.84	1.29	1.14	1.12	1.10	1.09	0.63	24.75
6P3	SIMPLE	0.50	0.50	1.00	1.25	1.95	1.35	1.15	1.11	1.08	1.06	0.66	29.25
6P3	VINCHA	0.50	0.50	1.00	1.25	1.95	1.33	1.14	1.10	1.08	1.06	0.68	29.25
6P3	DOBLE	0.50	0.50	1.00	1.25	1.90	1.30	1.11	1.08	1.06	1.05	0.55	28.50

EDIFICIOS DE SEIS PISOS Y DOS VANOS CON COLUMNAS Y VIGAS DE SECCION VARIABLE (DISIPAN)													
CASO	ESTRIBO	CUANTIA COLUMNA (%)		CUANTIA VIGA (%)		FACTOR Rs						Dt	Vbasal
		INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00		
6P4	SIMPLE	0.50	0.50	1.25	1.50	2.25	1.50	1.20	1.12	1.10	1.09	0.58	33.75
6P4	VINCHA	0.50	0.50	1.25	1.50	2.20	1.45	1.18	1.09	1.06	1.05	0.73	33.00
6P4	DOBLE	0.50	0.50	1.25	1.50	2.15	1.48	1.19	1.07	1.05	1.04	0.61	32.25
6P5	SIMPLE	0.75	0.75	0.50	0.75	1.71	1.35	1.22	1.12	1.08	1.06	0.66	21.75
6P5	VINCHA	0.75	0.75	0.50	0.75	1.62	1.34	1.21	1.12	1.08	1.06	0.64	21.75
6P5	DOBLE	0.75	0.75	0.50	0.75	1.61	1.35	1.22	1.14	1.08	1.06	0.68	21.75
6P6	SIMPLE	0.75	0.75	0.75	1.00	2.06	1.41	1.19	1.10	1.07	1.05	0.56	27.75
6P6	VINCHA	0.75	0.75	0.75	1.00	2.06	1.40	1.19	1.10	1.07	1.05	0.55	27.75
6P6	DOBLE	0.75	0.75	0.75	1.00	2.06	1.40	1.20	1.11	1.08	1.06	0.60	27.75
6P7	SIMPLE	0.75	0.75	1.00	1.25	2.20	1.45	1.57	1.10	1.07	1.05	0.59	33.00
6P7	VINCHA	0.75	0.75	1.00	1.25	2.21	1.45	1.56	1.10	1.07	1.05	0.58	33.00
6P7	DOBLE	0.75	0.75	1.00	1.25	2.20	1.45	1.57	1.10	1.08	1.05	0.60	33.00
6P8	SIMPLE	0.75	0.75	1.25	1.50	2.50	1.59	1.20	1.10	1.07	1.05	0.66	37.50
6P8	VINCHA	0.75	0.75	1.25	1.50	2.50	1.60	1.21	1.10	1.08	1.05	0.68	37.50
6P8	DOBLE	0.75	0.75	1.25	1.50	2.50	1.63	1.22	1.12	1.08	1.06	0.65	37.50
6P9	SIMPLE	1.00	1.00	0.50	0.75	1.78	1.47	1.30	1.19	1.13	1.07	0.55	24.00
6P9	VINCHA	1.00	1.00	0.50	0.75	1.78	1.46	1.31	1.21	1.14	1.07	0.71	24.00
6P9	DOBLE	1.00	1.00	0.50	0.75	1.83	1.50	1.34	1.24	1.07	1.10	0.76	24.75
6P10	SIMPLE	1.00	1.00	0.75	1.00	2.28	1.50	1.27	1.15	1.07	1.05	0.65	30.75
6P10	VINCHA	1.00	1.00	0.75	1.00	2.27	1.50	1.28	1.16	1.08	1.06	0.65	30.75
6P10	DOBLE	1.00	1.00	0.75	1.00	2.26	1.50	1.27	1.15	1.07	1.05	0.59	30.75
6P11	SIMPLE	1.00	1.00	1.00	1.25	2.45	1.57	1.25	1.14	1.08	1.06	0.63	36.75
6P11	VINCHA	1.00	1.00	1.00	1.25	2.45	1.58	1.27	1.15	1.10	1.08	0.69	36.75
6P11	DOBLE	1.00	1.00	1.00	1.25	2.45	1.57	1.26	1.13	1.08	1.06	0.37	35.25
6P12	SIMPLE	1.00	1.00	1.25	1.50	2.62	1.70	1.25	1.13	1.08	1.06	0.61	41.25
6P12	VINCHA	1.00	1.00	1.25	1.50	2.62	1.70	1.28	1.14	1.09	1.07	0.69	41.25
6P12	DOBLE	1.00	1.00	1.25	1.50	2.62	1.72	1.27	1.13	1.08	1.06	0.61	41.25

**4.2.1 EDIFICIOS DE UN PISO
CASO 1**

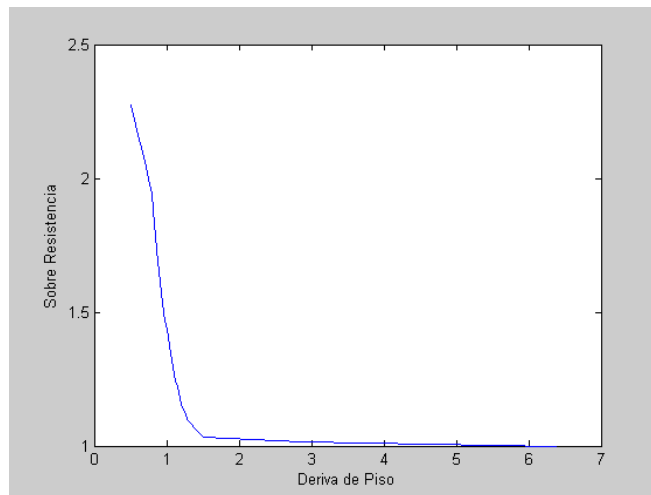


Figura 4.2 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 1.

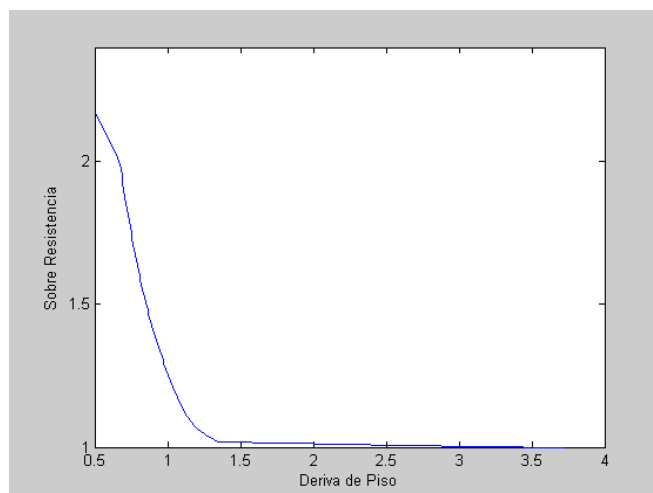


Figura 4.3 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 1.

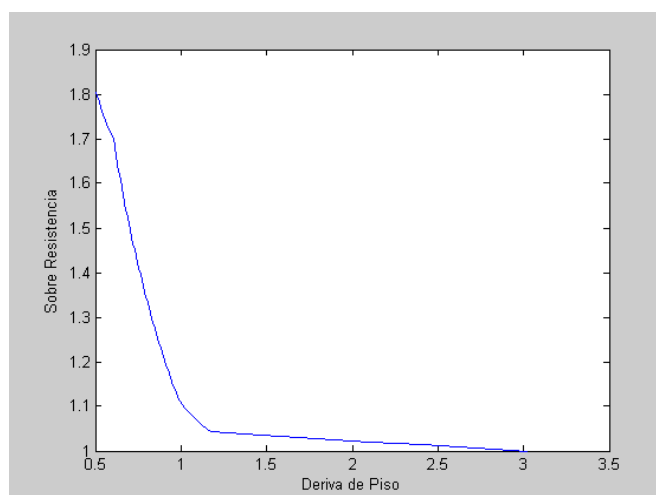


Figura 4.4 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 1.

CASO 2

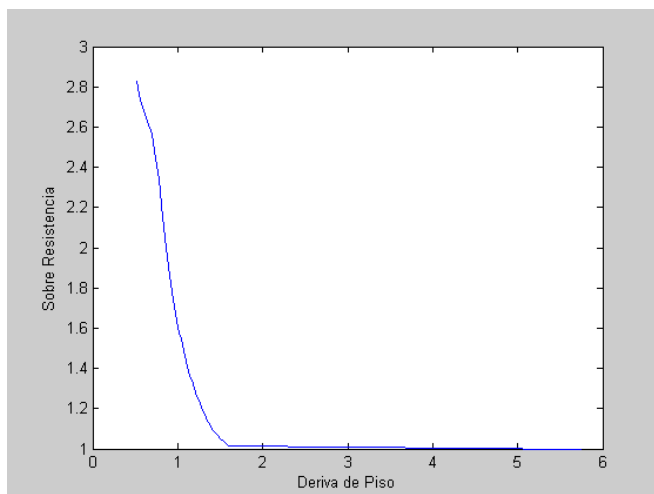


Figura 4.5 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 2.

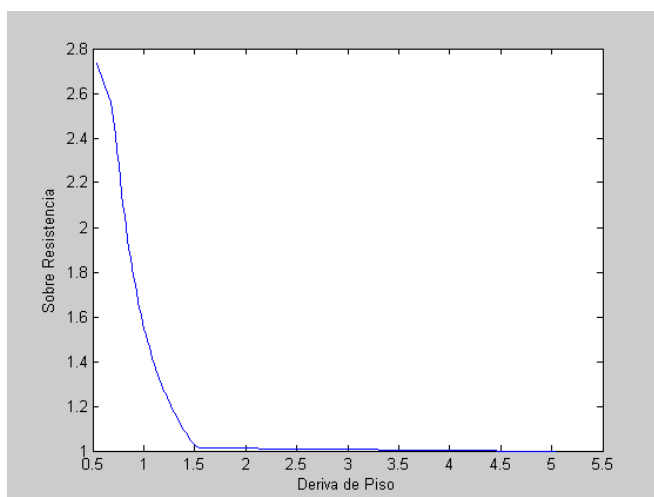


Figura 4.6 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 2.

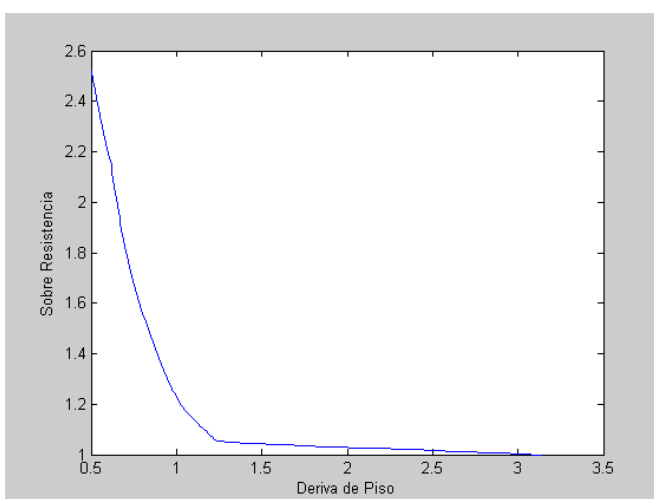


Figura 4.7 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 2.

CASO 3

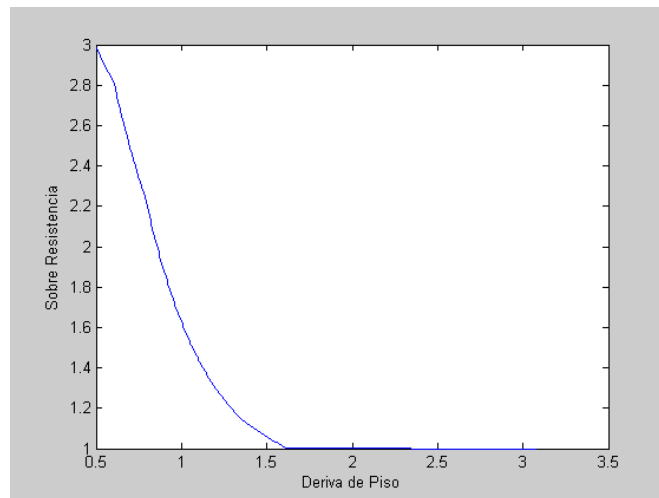


Figura 4.8 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 3.

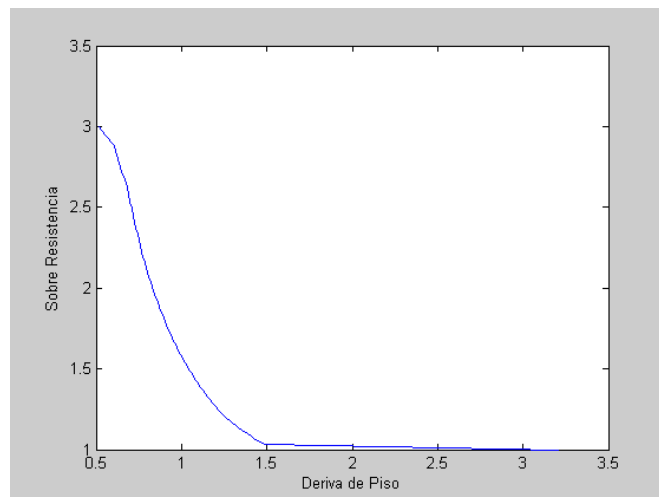


Figura 4.9 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 3.

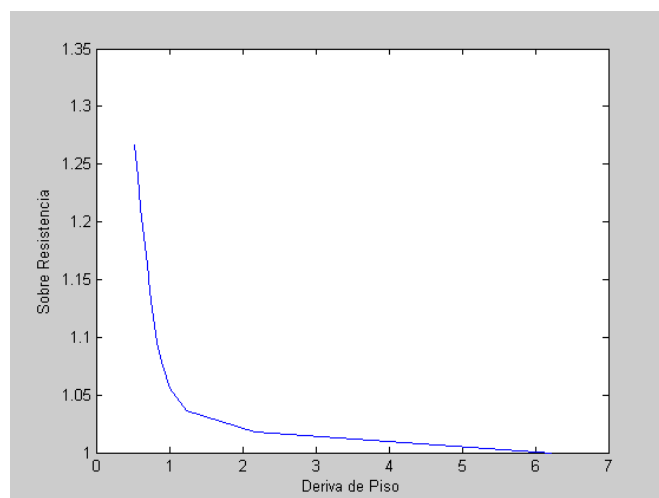


Figura 4.10 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 3.

CASO 4

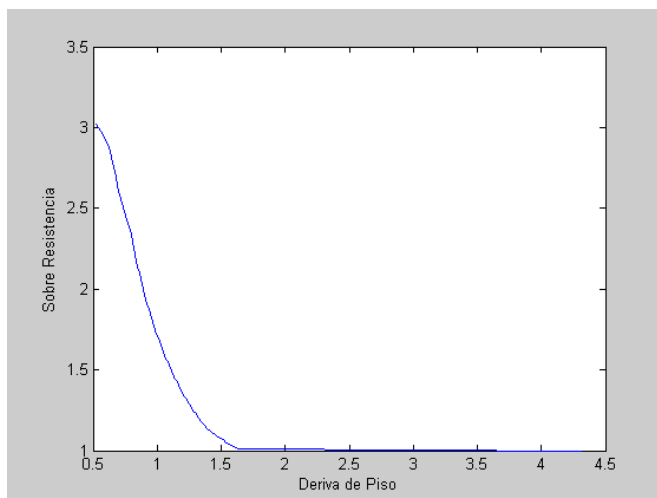


Figura 4.11 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 4.

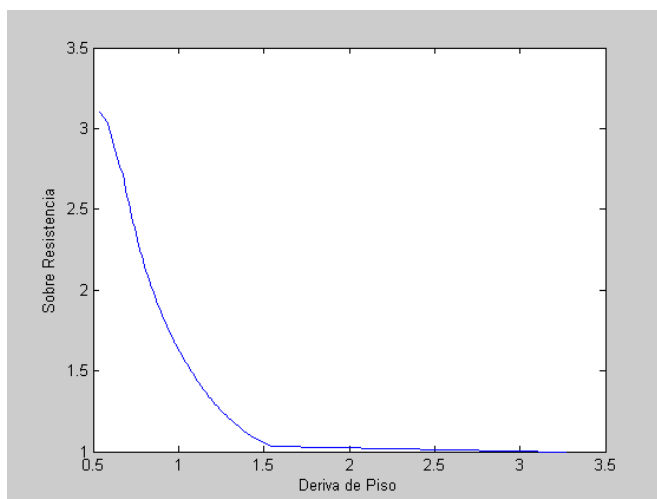


Figura 4.12 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 4.

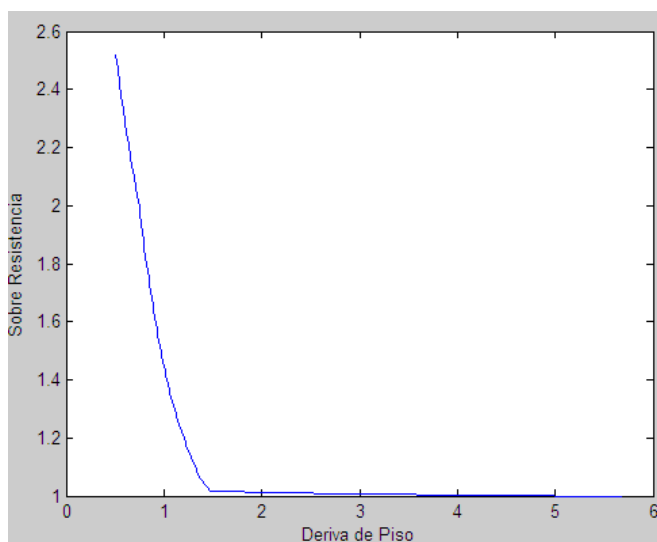


Figura 4.13 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 4.

CASO 5

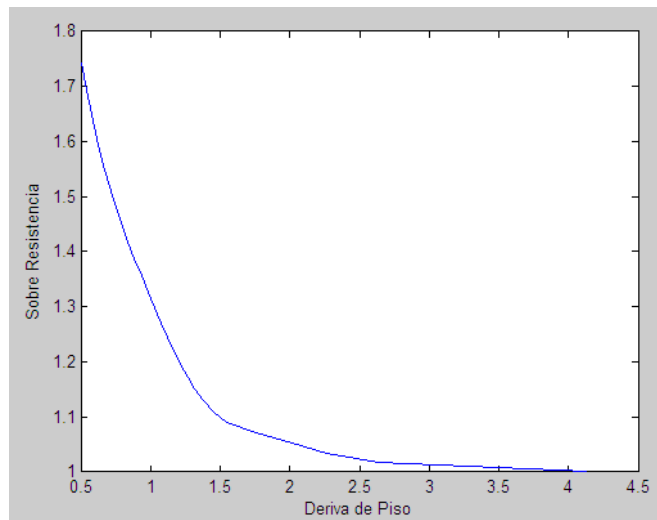


Figura 4.14 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 5.

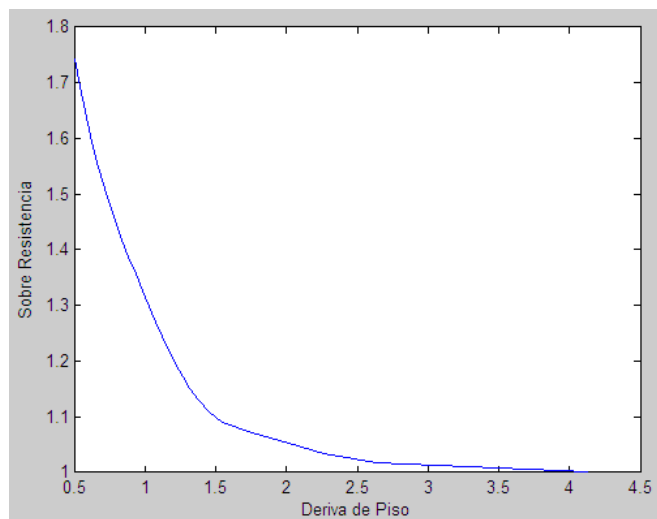


Figura 4.15 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 5.

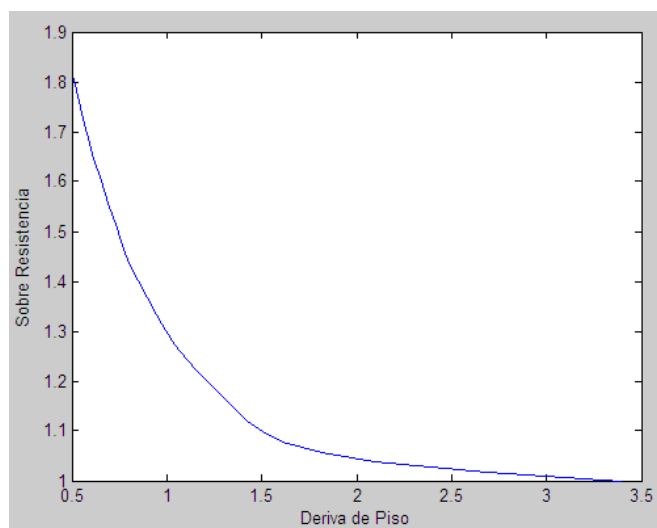


Figura 4.16 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 5

CASO 6

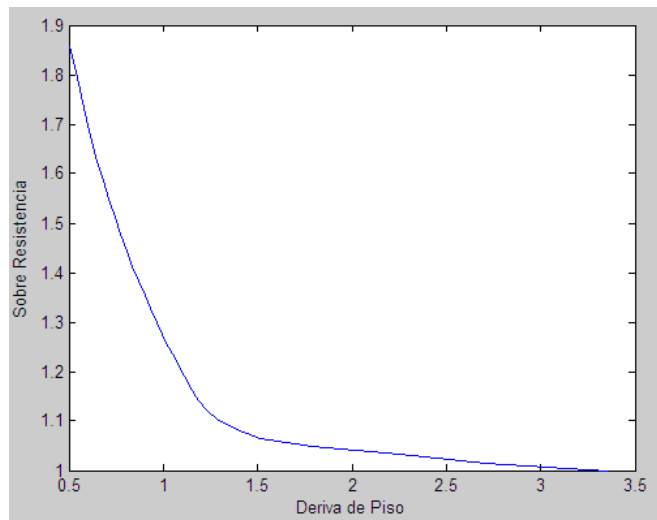


Figura 4.17 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 6.

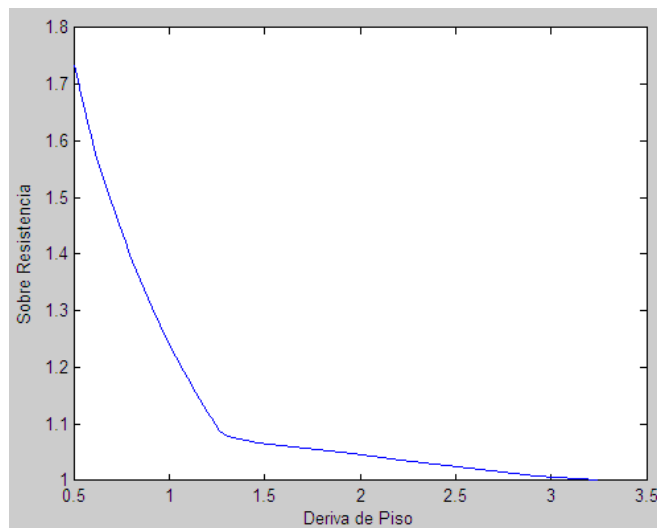


Figura 4.18 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 6.

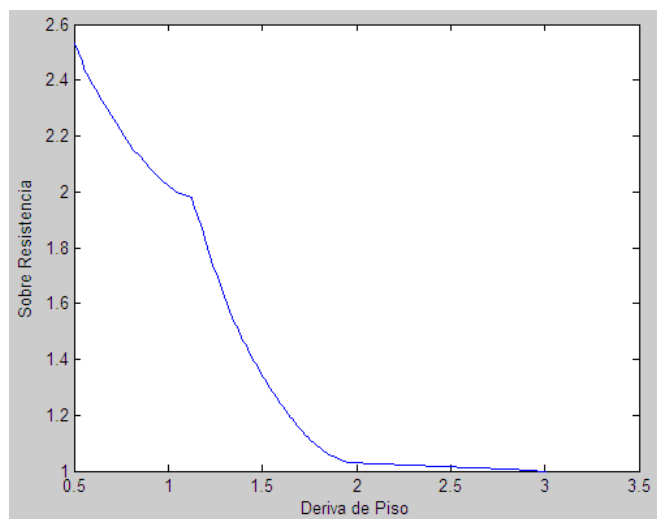


Figura 4.19 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 6.

CASO 7

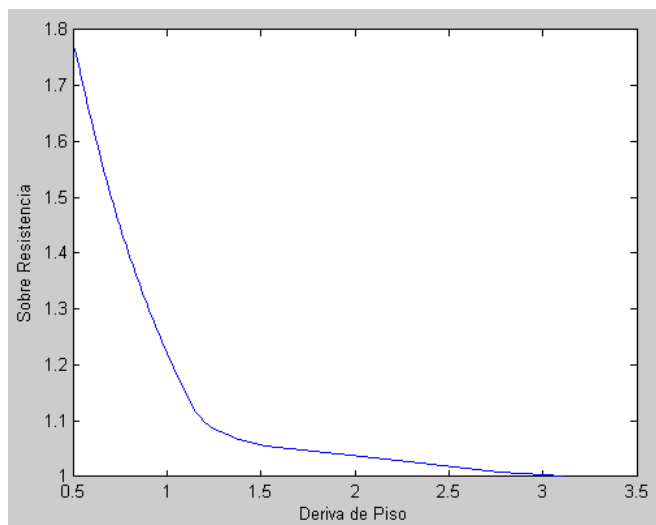


Figura 4.20 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 7.

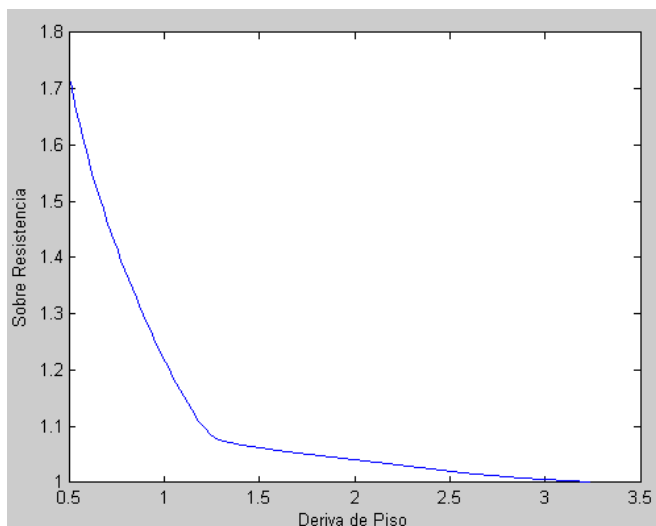


Figura 4.21 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 7.

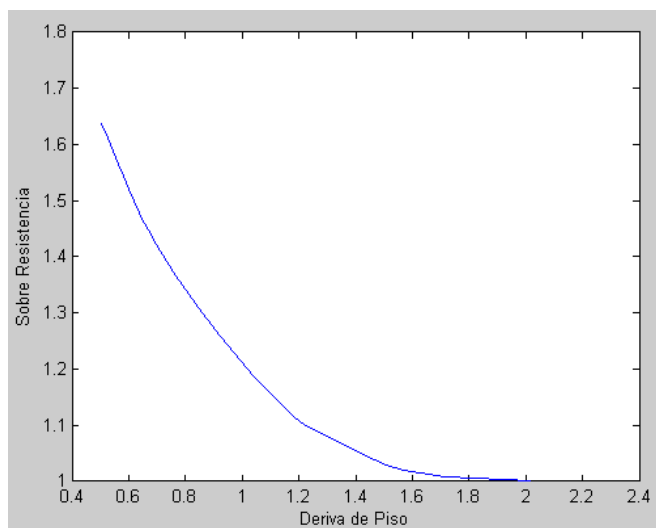


Figura 4.22 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 7

CASO 8

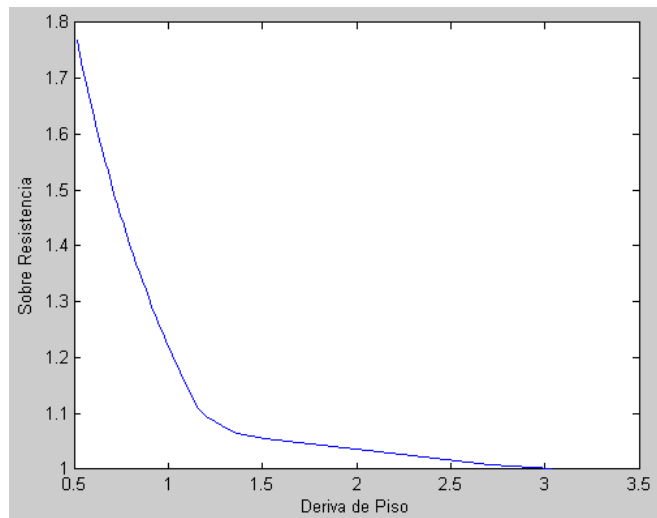


Figura 4.23 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 8.

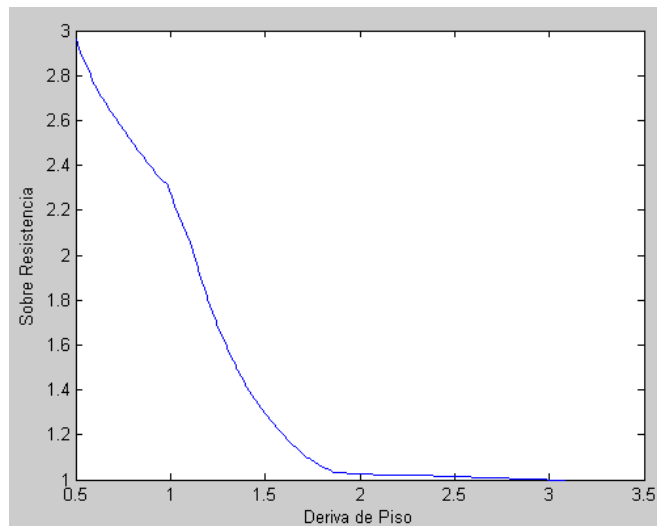


Figura 4.24 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 8.

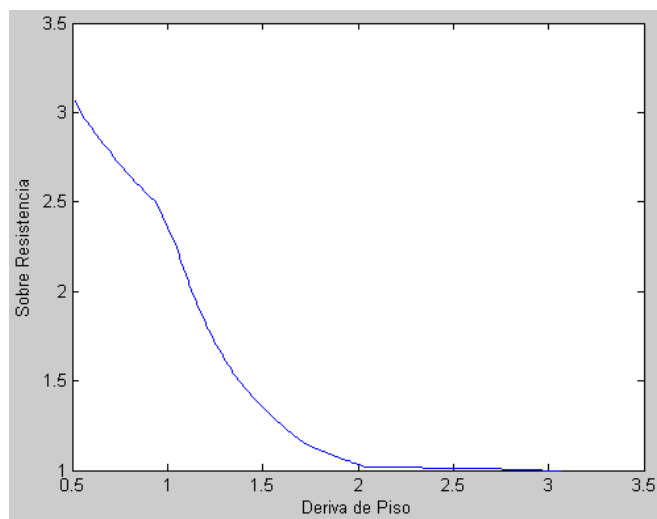


Figura 4.25 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 8

CASO 9

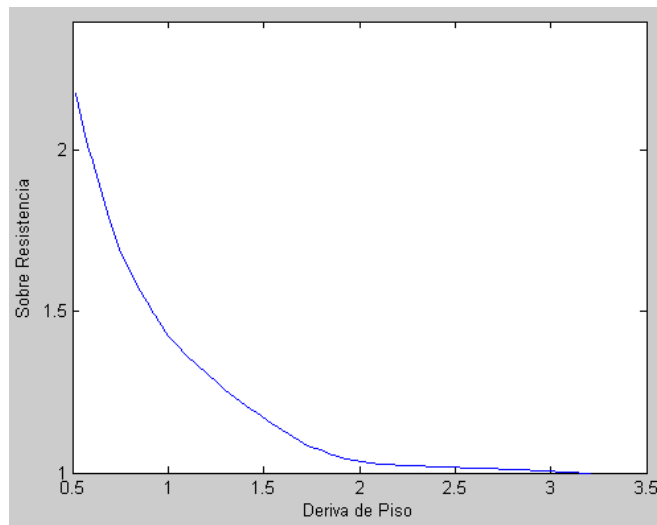


Figura 4.26 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 9.

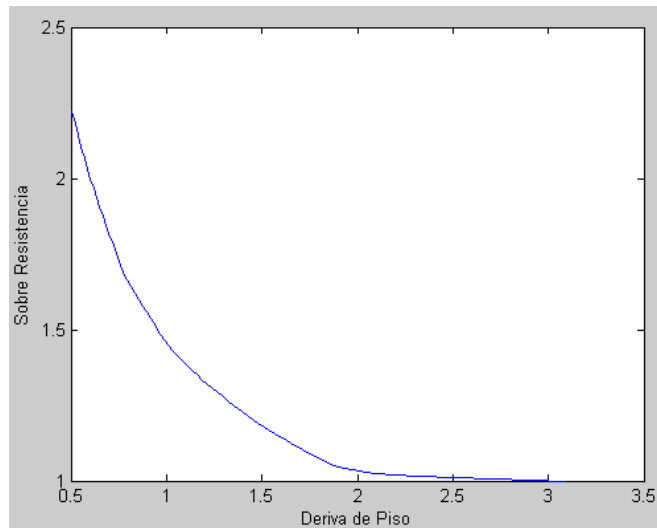


Figura 4.27 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 9.

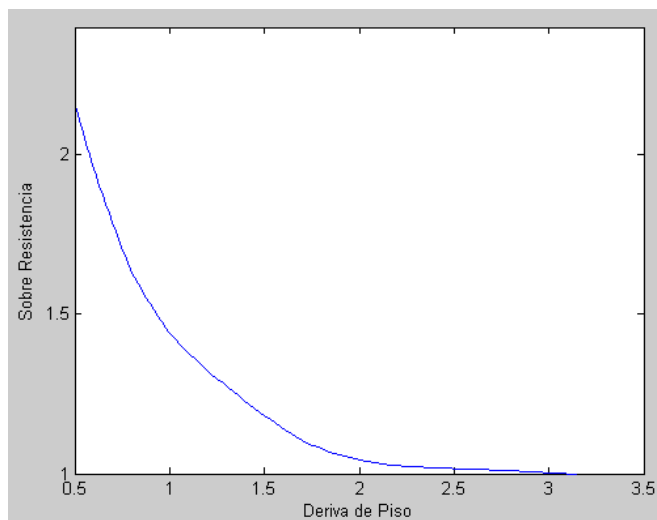


Figura 4.28 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 9

CASO 10

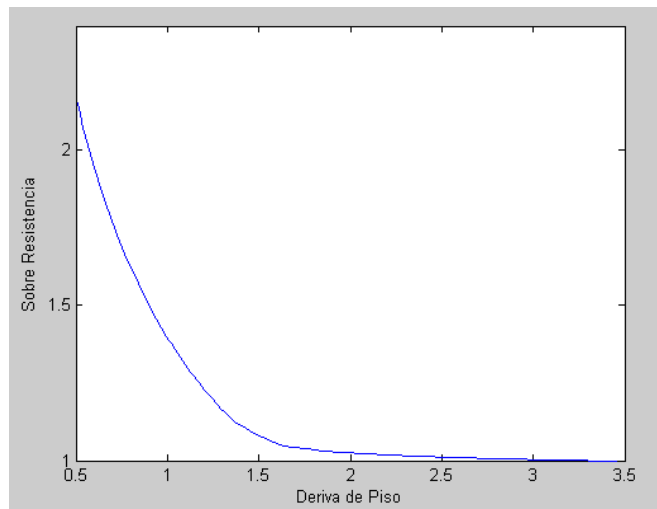


Figura 4.29 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 10.

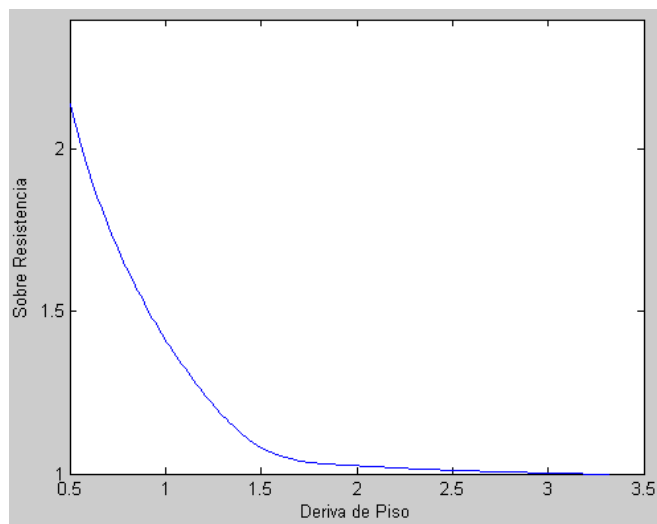


Figura 4.30 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 10.

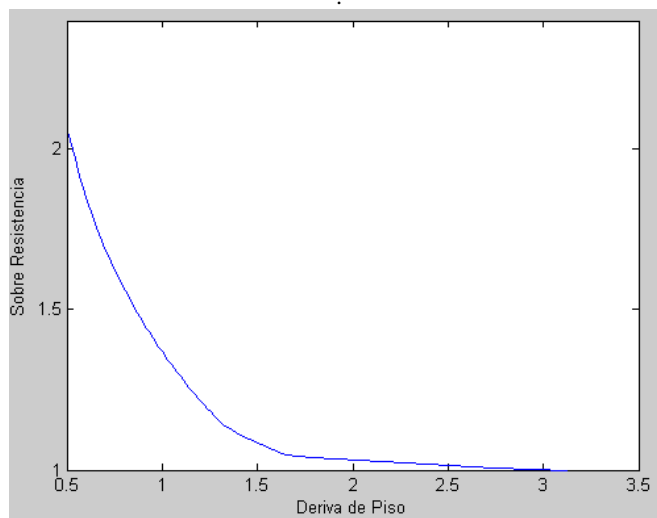


Figura 4.31 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 10.

CASO 11

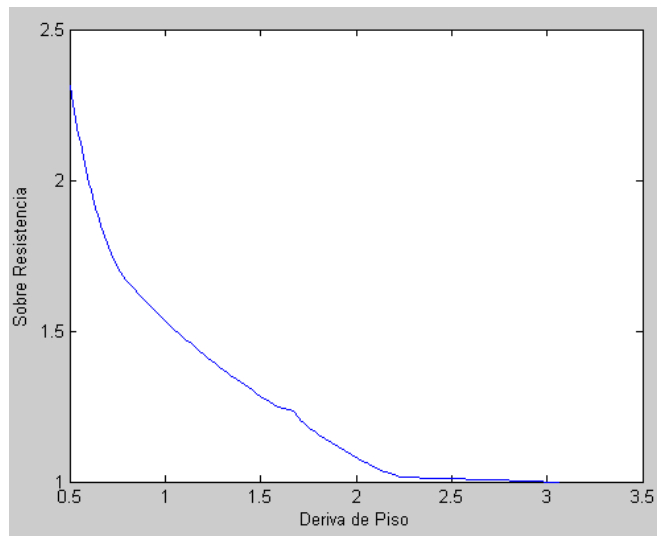


Figura 4.32 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 11.

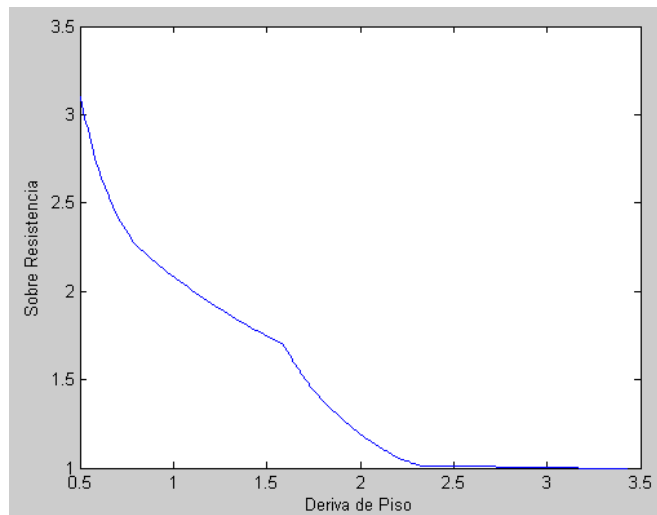


Figura 4.33 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 11.

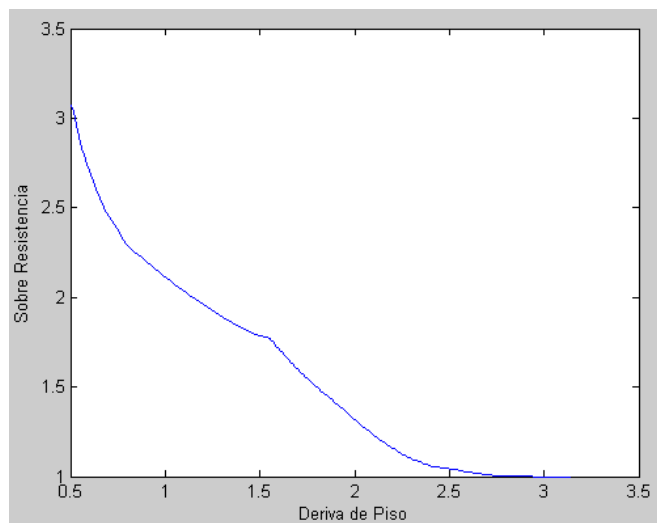


Figura 4.34 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 11.

CASO 12

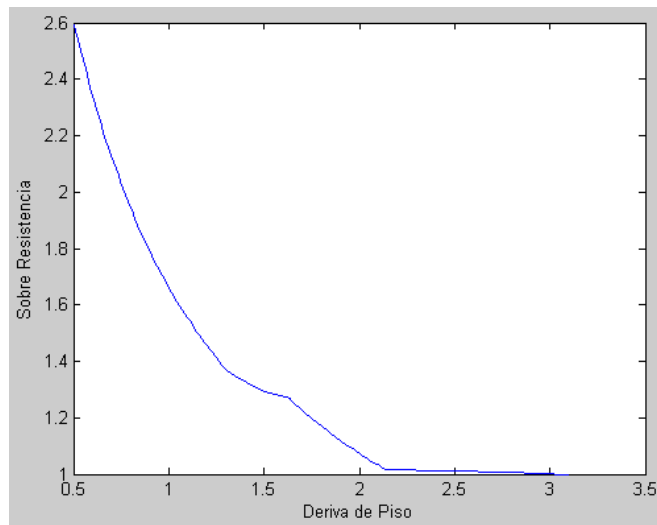


Figura 4.35 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo simple caso 12.

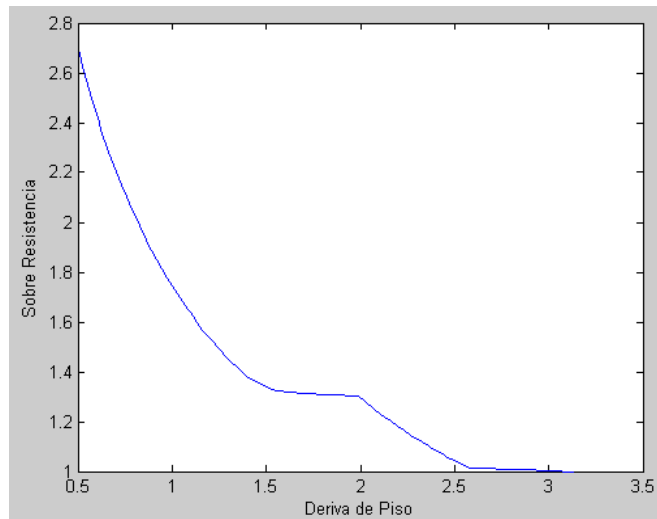


Figura 4.36 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo y gancho caso 12.

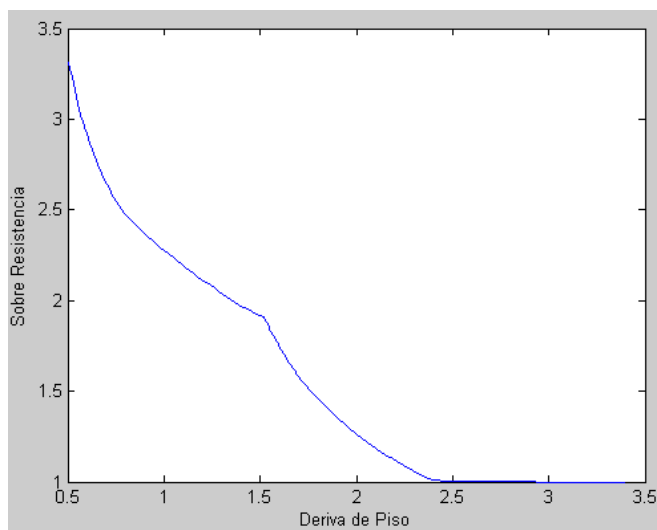


Figura 4.37 Curva de sobre resistencia para 1 piso estribo doble caso 12

4.2.2 EDIFICIOS DE DOS PISOS

CASO 1

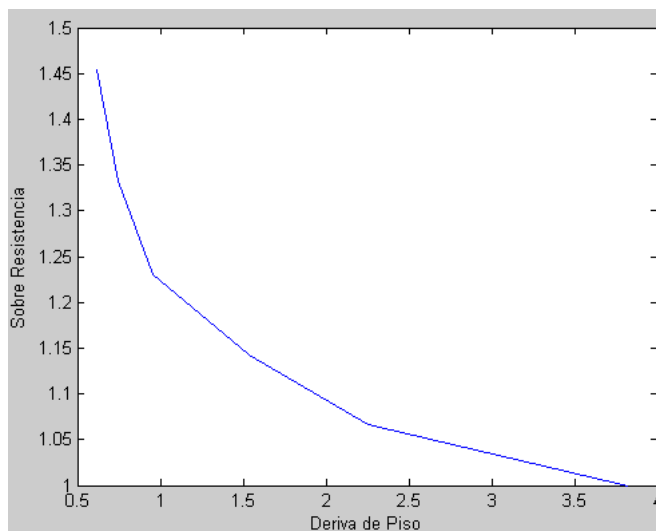


Figura 4.38 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 1.

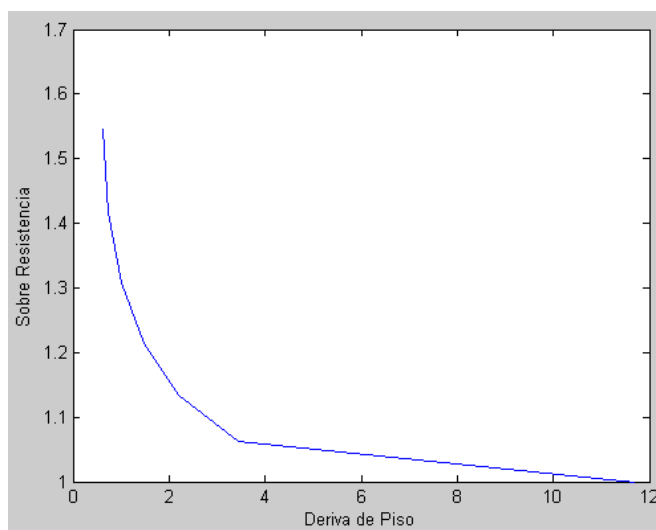


Figura 4.39 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 1.

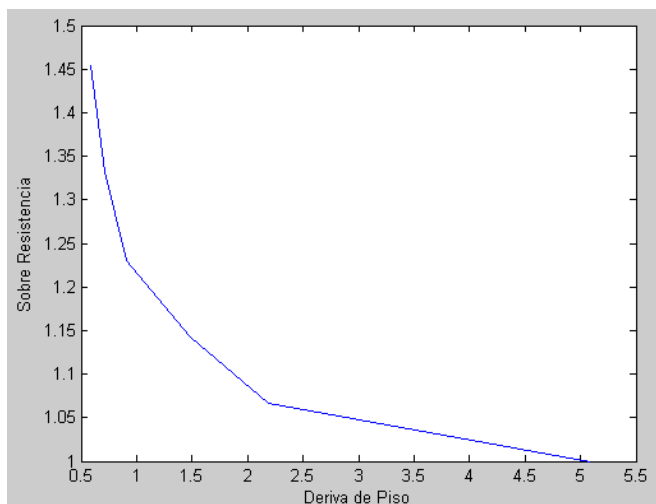


Figura 4.40 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 1

CASO 2

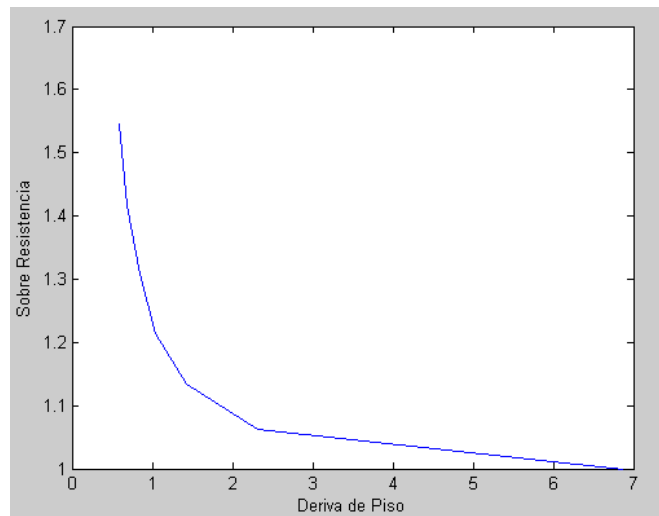


Figura 4.41 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 2.

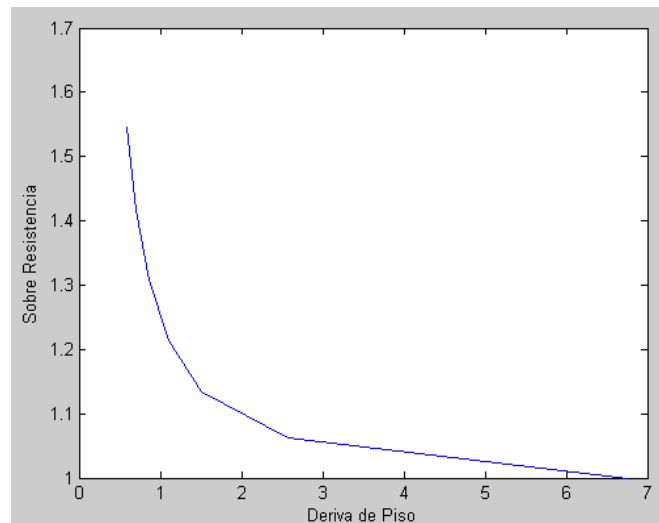


Figura 4.42 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 2.

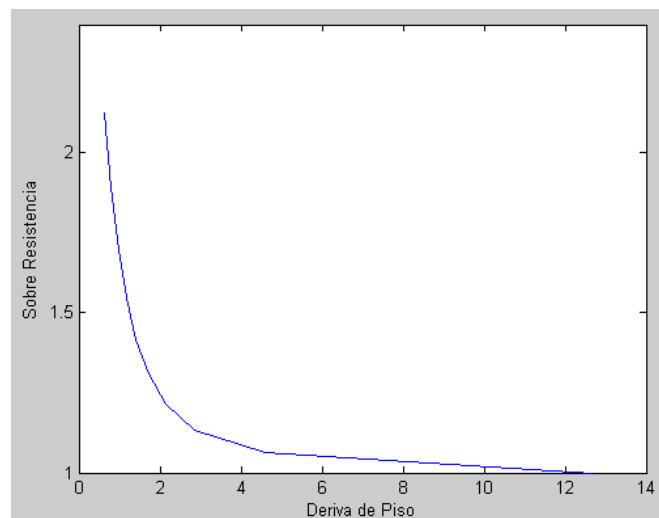


Figura 4.43 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 2.

CASO 3

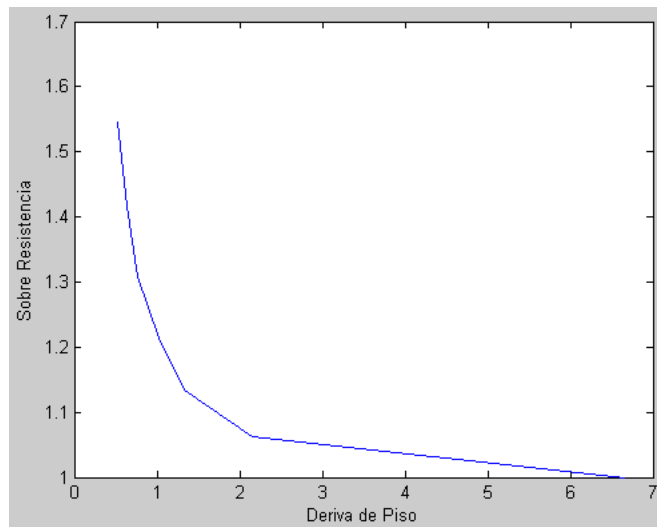


Figura 4.44 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 3.

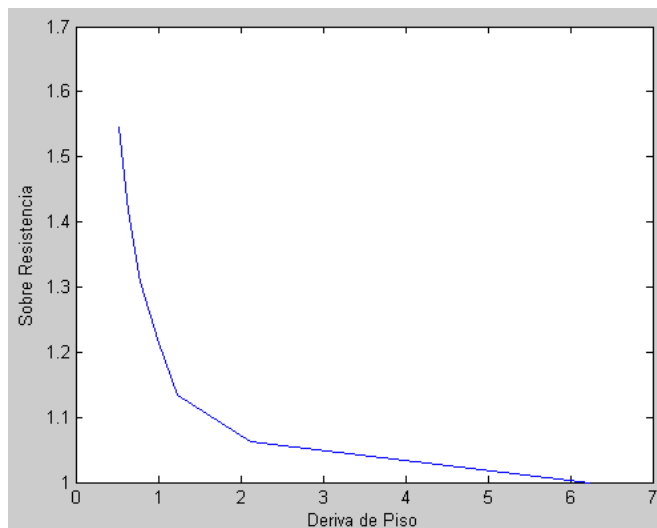


Figura 4.45 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 3.

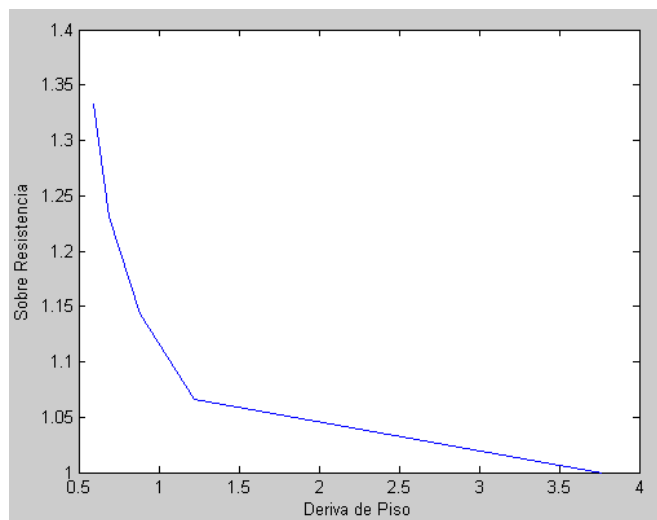


Figura 4.46 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 3.

CASO 4

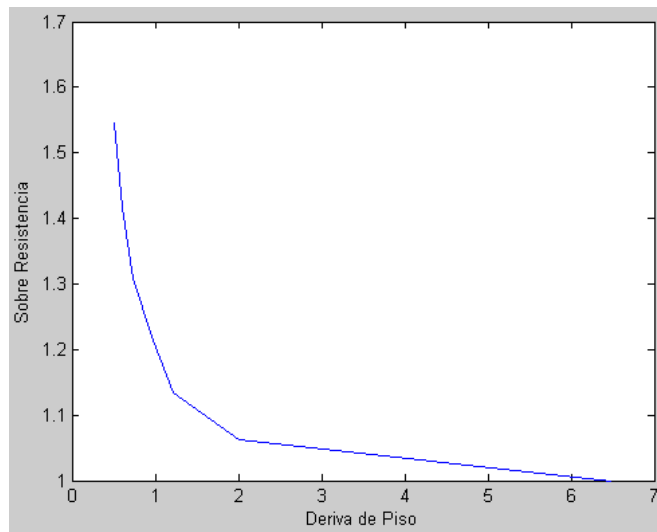


Figura 4.47 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 4.

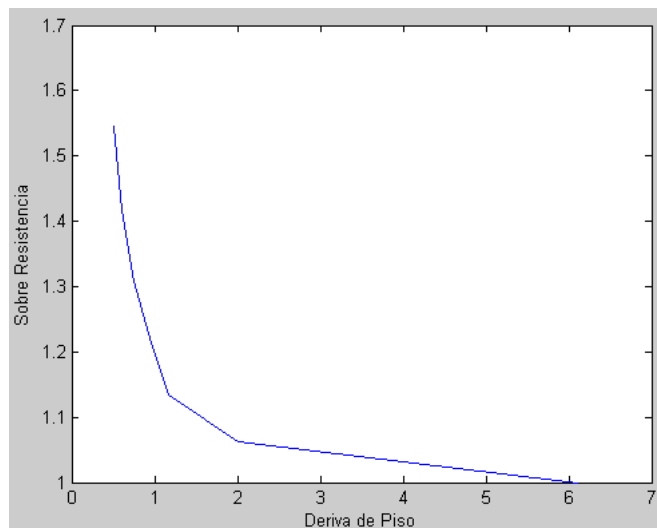


Figura 4.48 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 4.

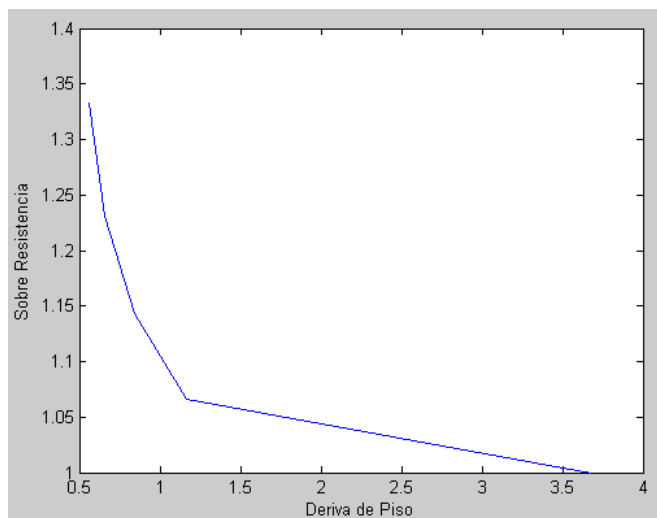


Figura 4.49 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 4.

CASO 5

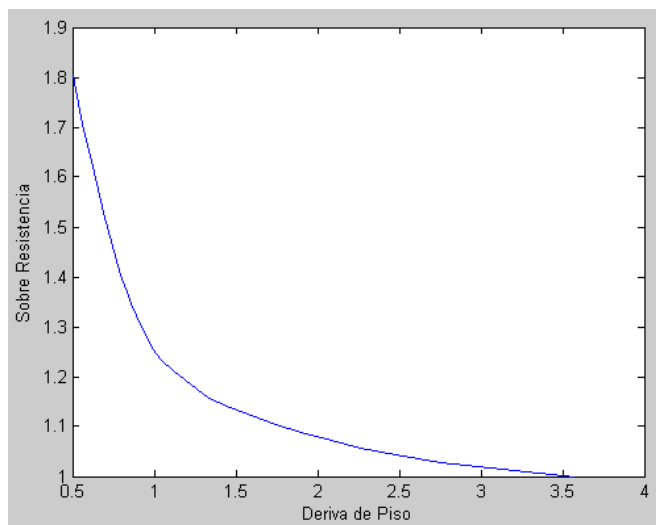


Figura 4.50 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 5.

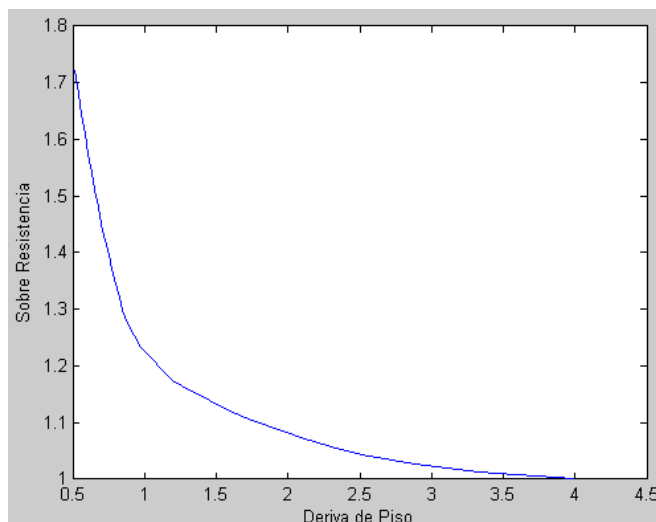


Figura 4.51 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 5.

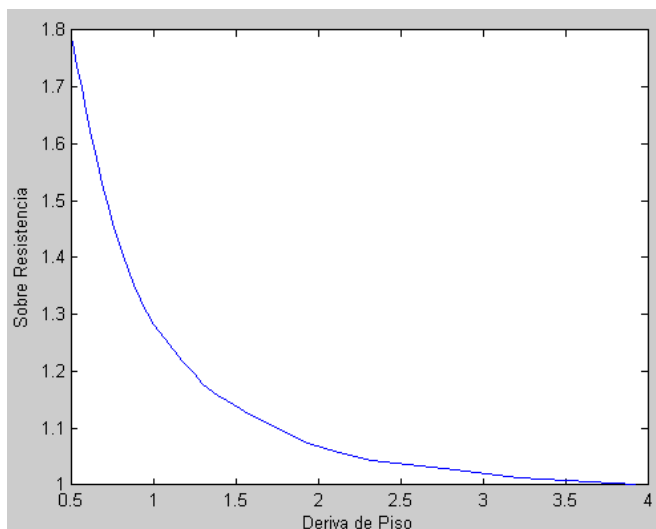


Figura 4.52 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 5.

CASO 6

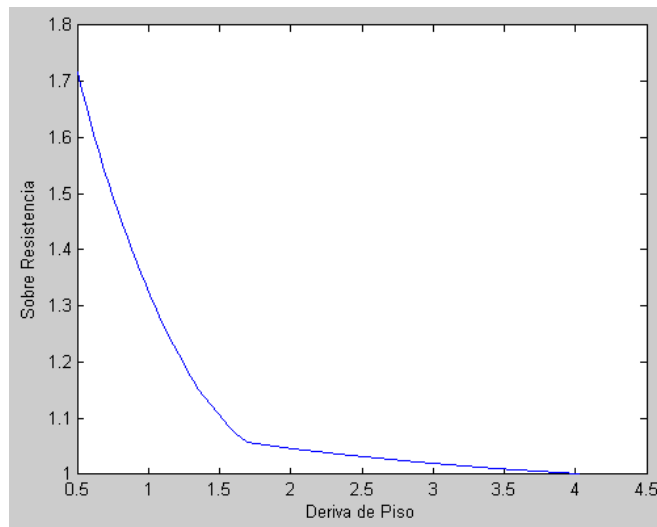


Figura 4.53 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 6.

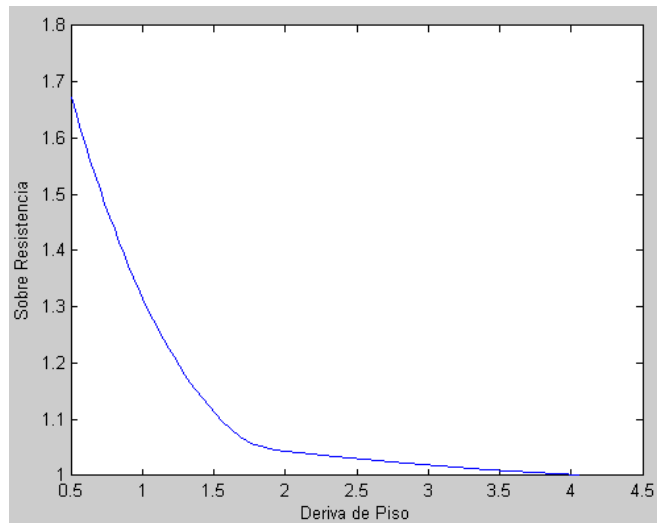


Figura 4.54 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 6.

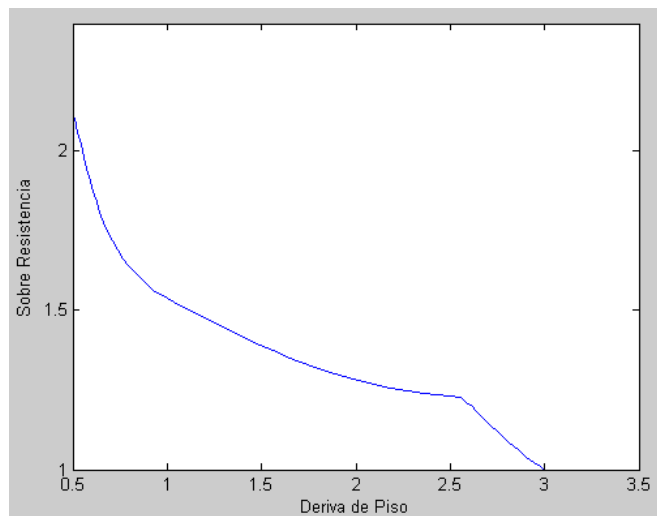


Figura 4.55 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 6.

CASO 7

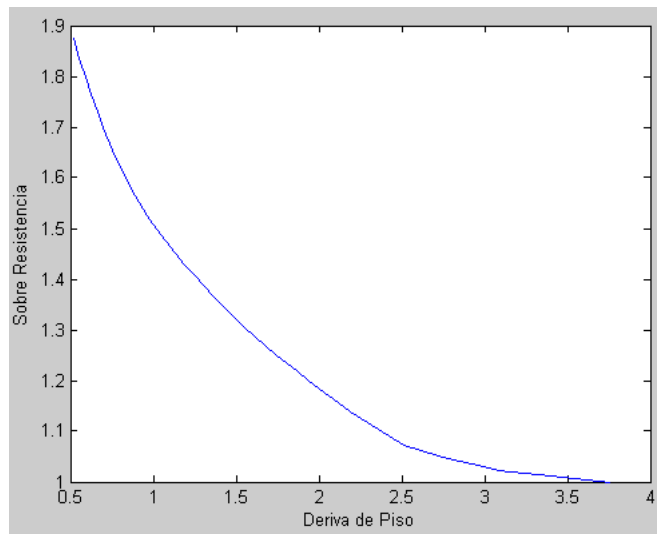


Figura 4.56 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 7.

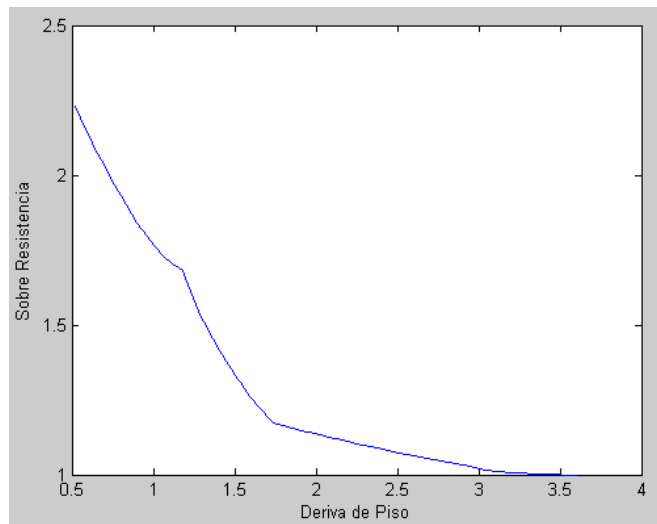


Figura 4.57 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 7.

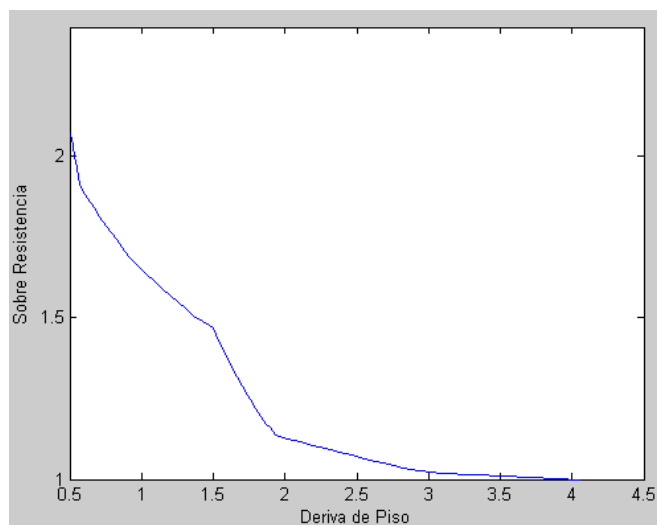


Figura 4.58 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 7.

CASO 8

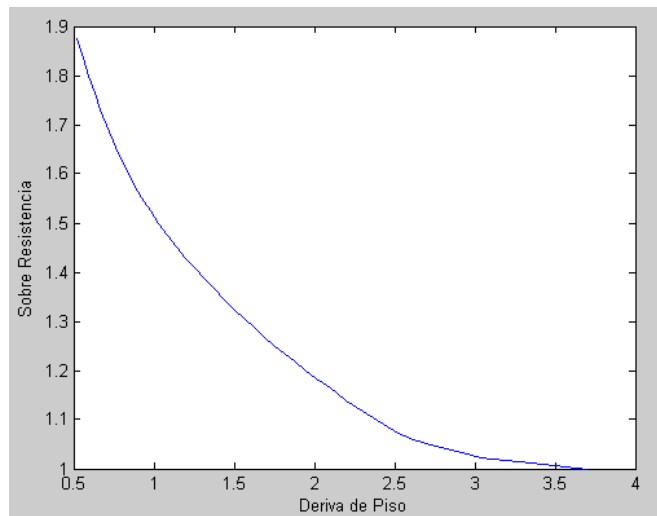


Figura 4.59 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 8.

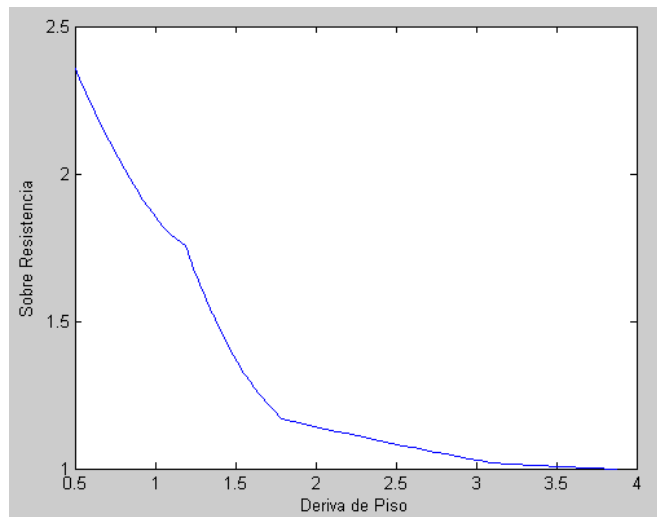


Figura 4.60 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 8.

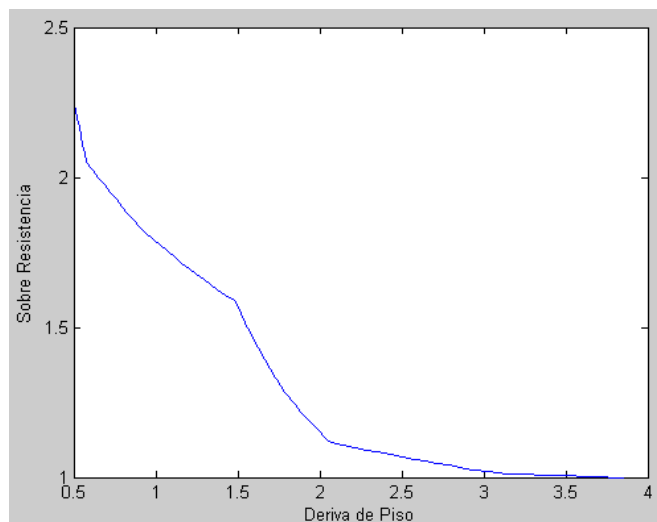


Figura 4.61 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 8.

CASO 9

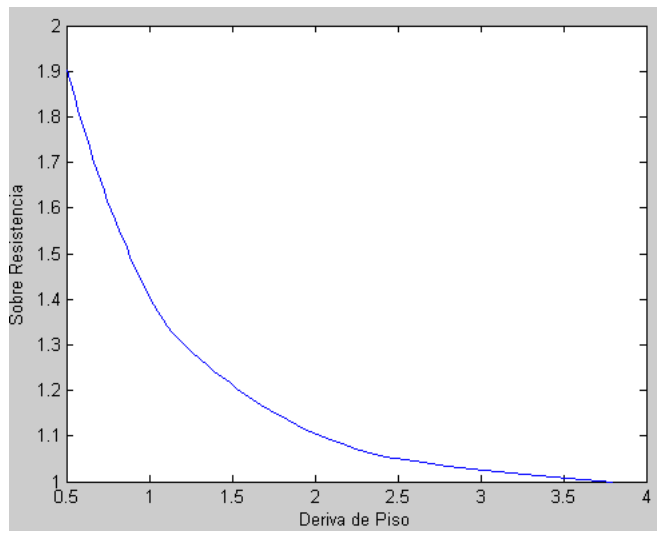


Figura 4.62 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 9.

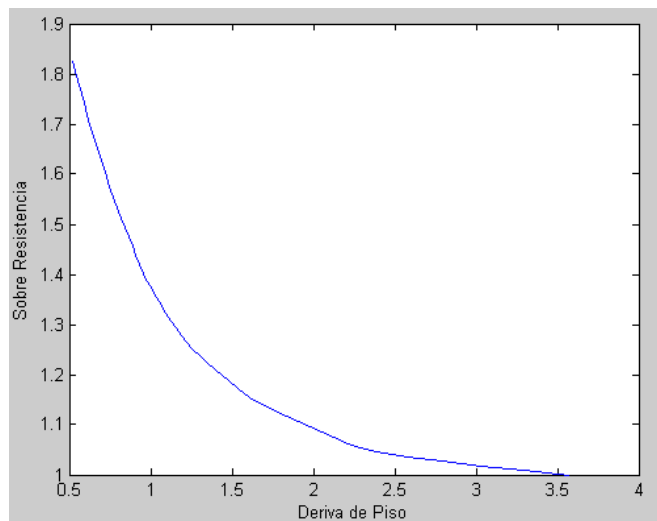


Figura 4.63 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 9.

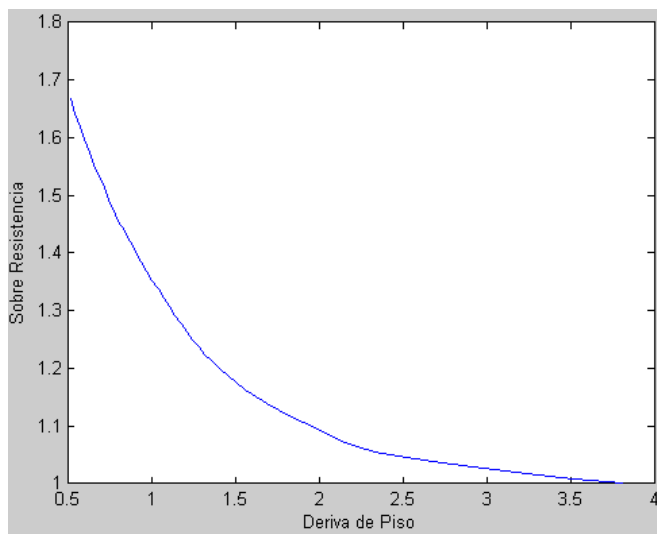


Figura 4.64 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 9.

CASO 10

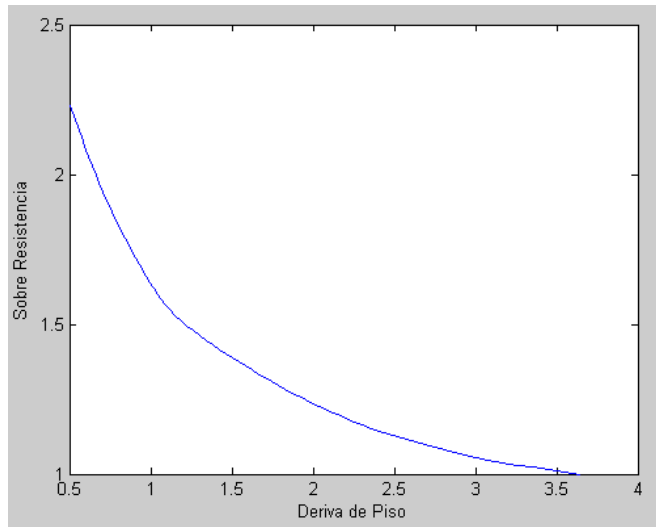


Figura 4.65 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 10.

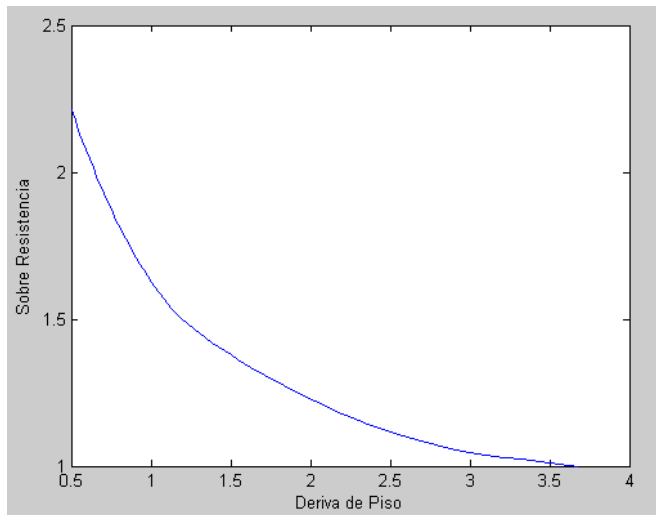


Figura 4.66 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 10.

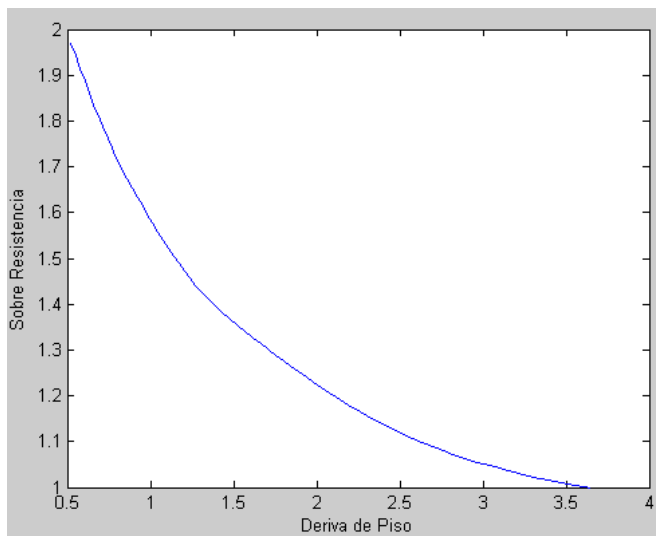


Figura 4.67 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 10.

CASO 11

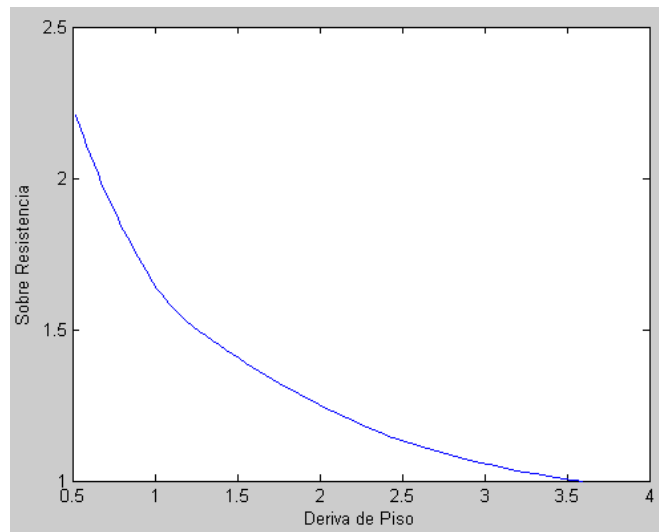


Figura 4.68 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 11.

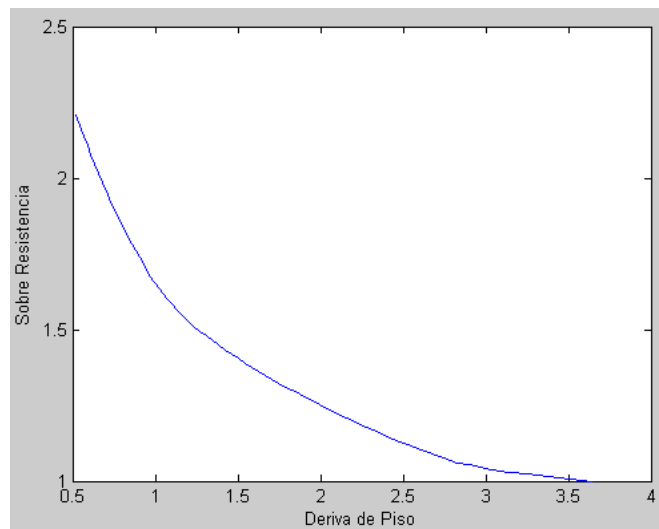


Figura 4.69 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 11.

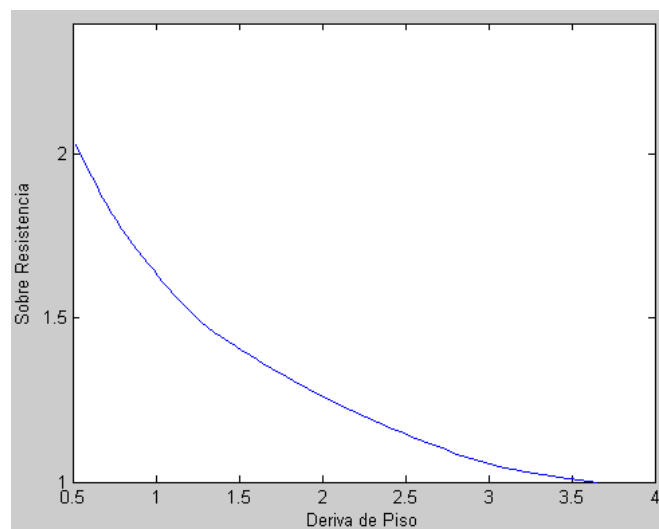


Figura 4.70 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 11.

CASO 12

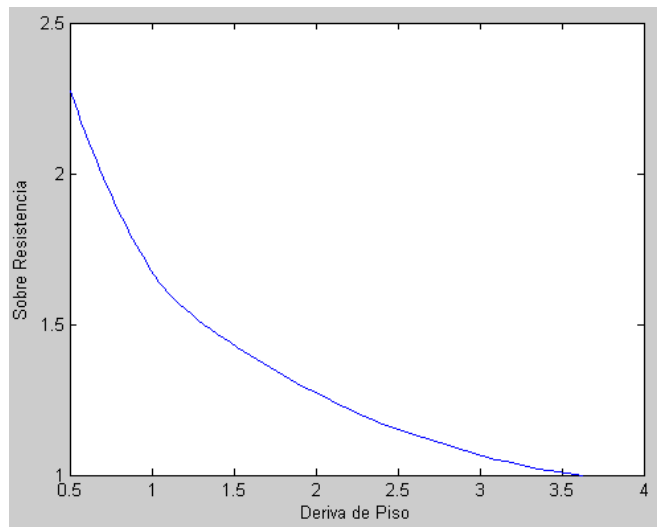


Figura 4.71 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo simple caso 12.

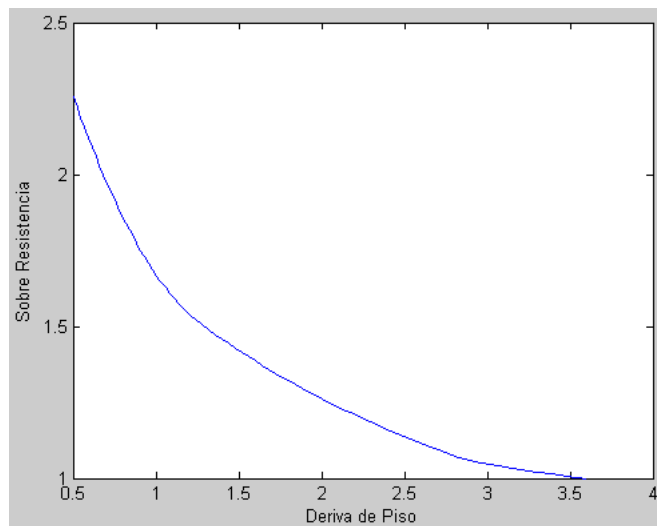


Figura 4.72 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo y gancho caso 12.

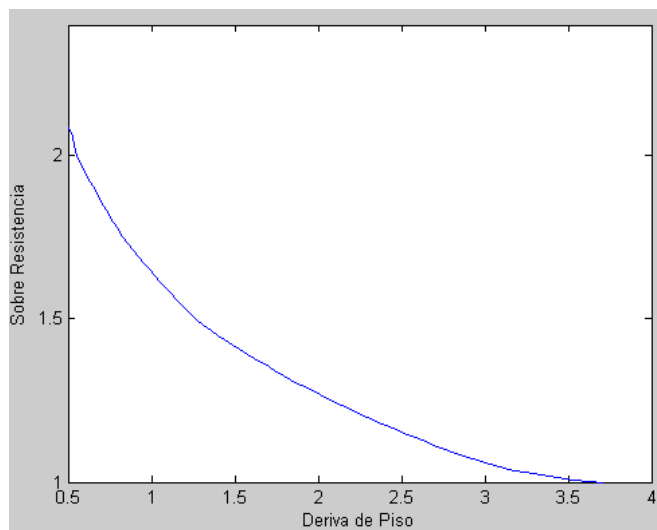


Figura 4.73 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 12.

4.2.3 EDIFICIOS DE TRES PISOS

CASO 1

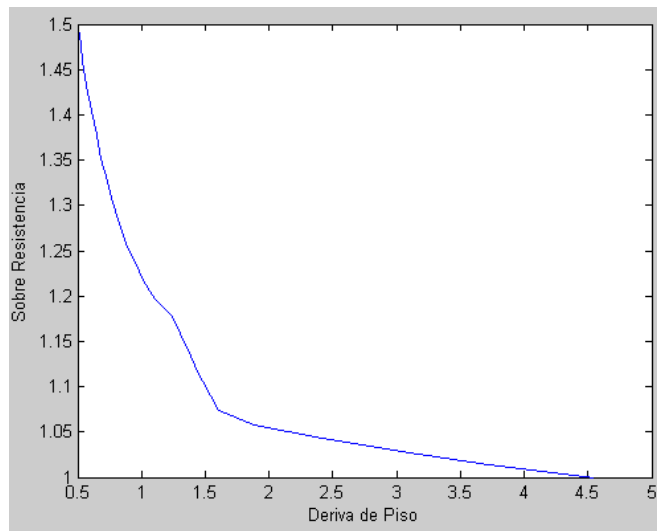


Figura 4.74 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 1.

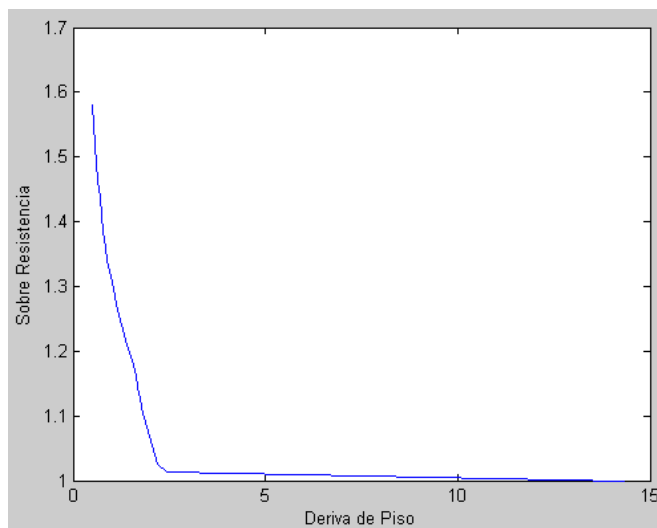


Figura 4.75 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 1.

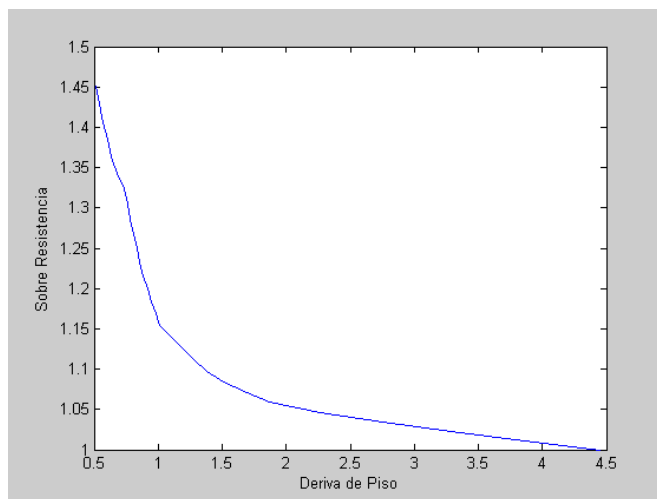


Figura 4.76 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 1.

CASO 2

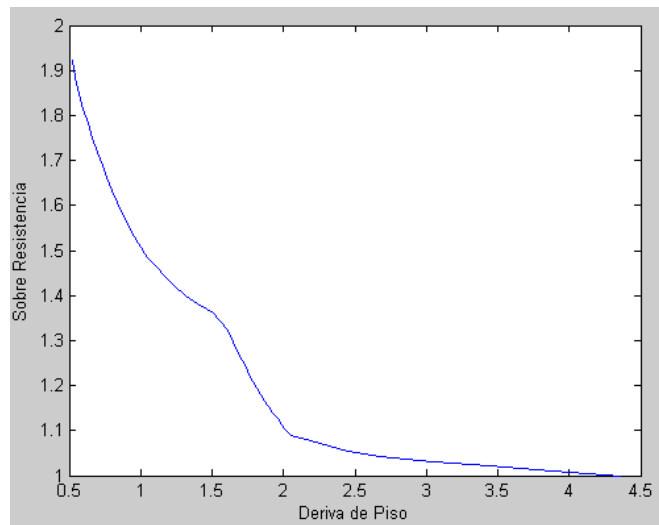


Figura 4.77 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 2.

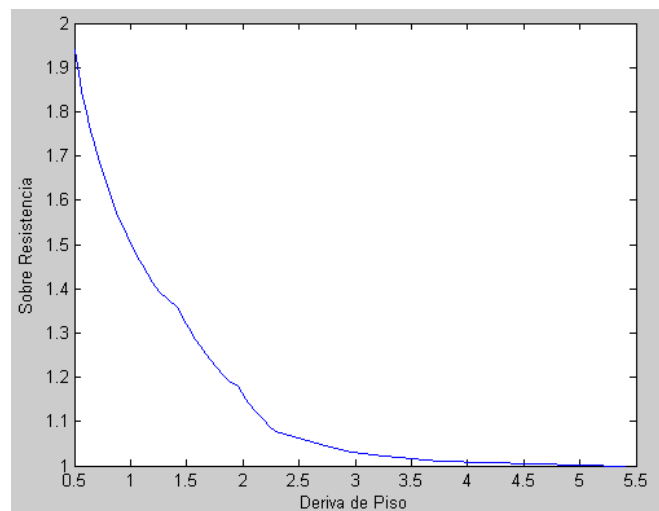


Figura 4.78 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 2.

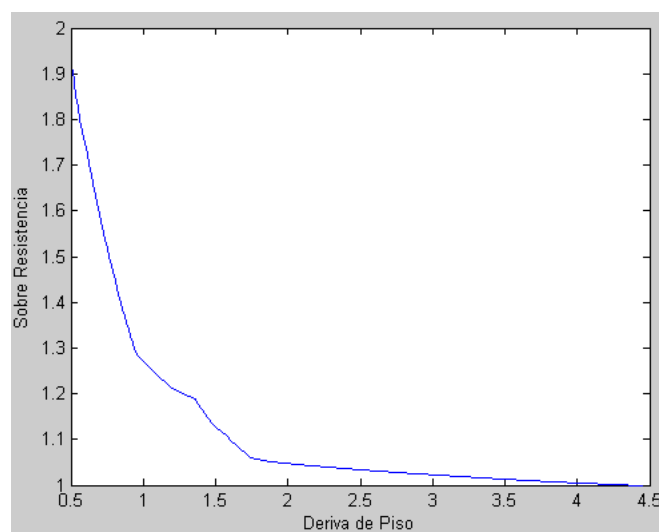


Figura 4.79 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 2.

CASO 3

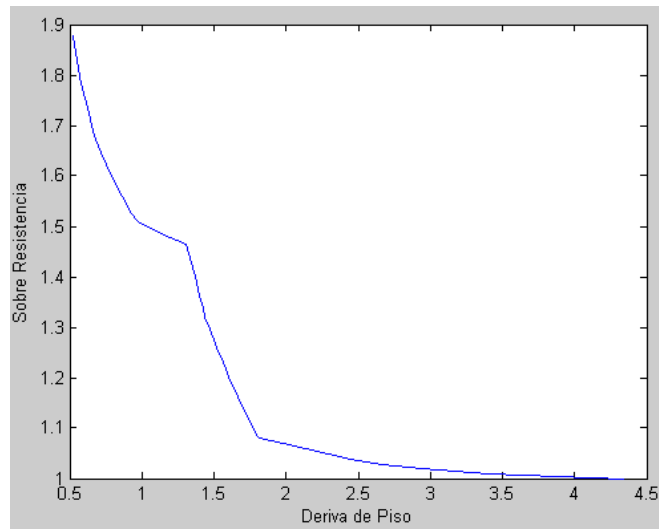


Figura 4.80 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 3.

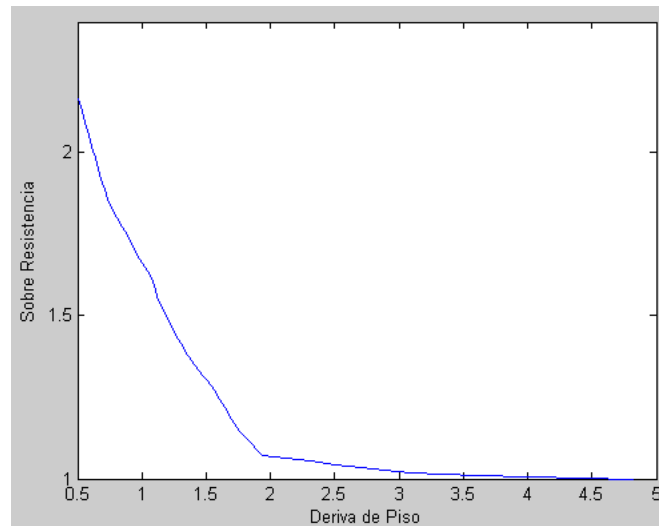


Figura 4.81 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 3.

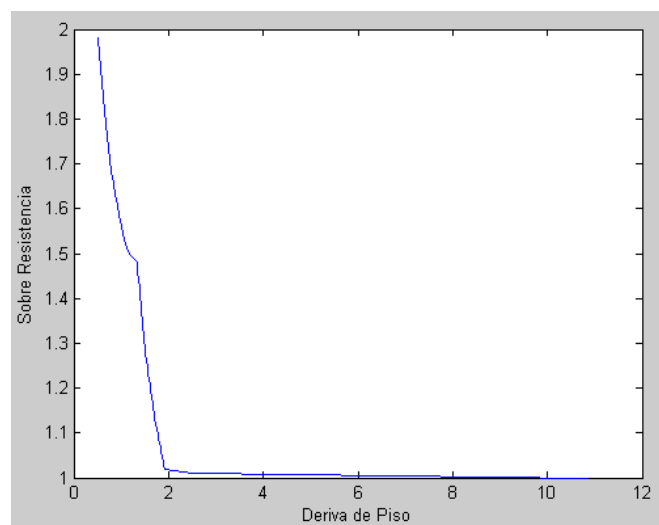


Figura 4.82 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 3.

CASO 4

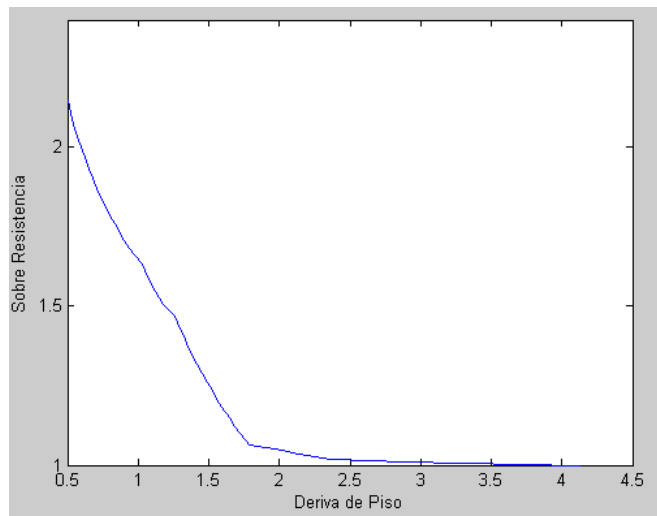


Figura 4.83 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 4.

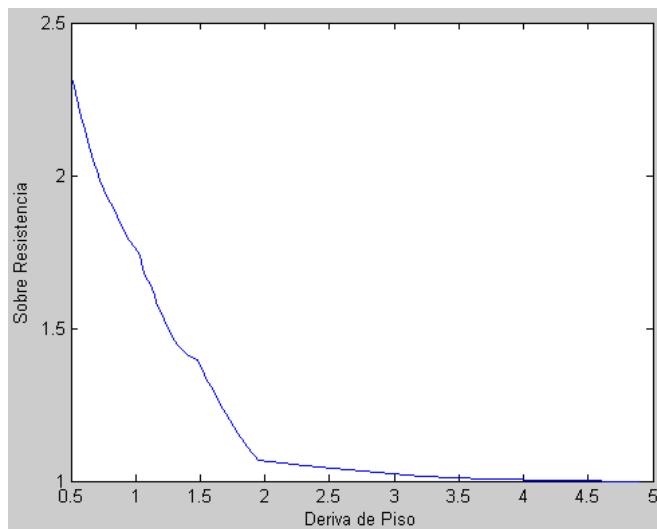


Figura 4.84 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 4.

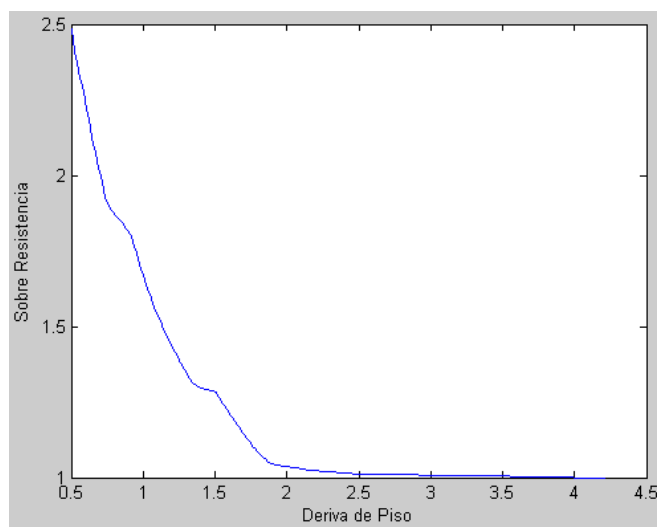


Figura 4.85 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 4.

CASO 5

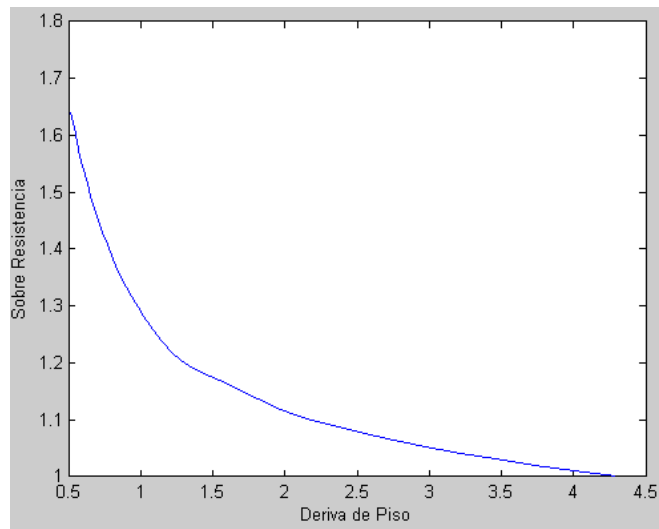


Figura 4.86 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 5.

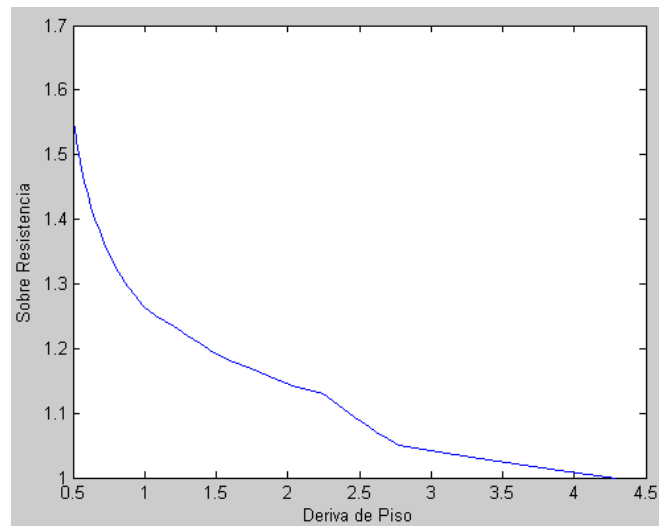


Figura 4.87 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 5.

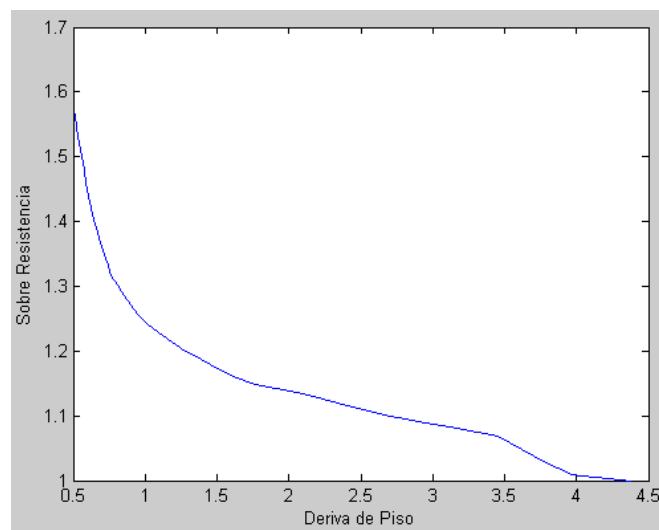


Figura 4.88 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 5.

CASO 6

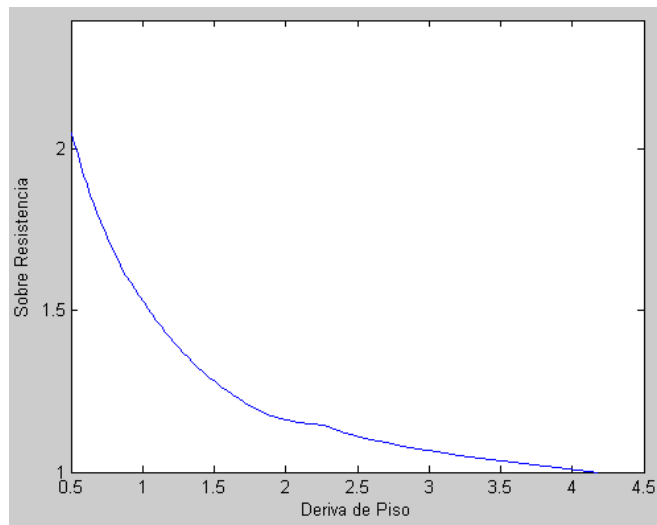


Figura 4.89 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 6.

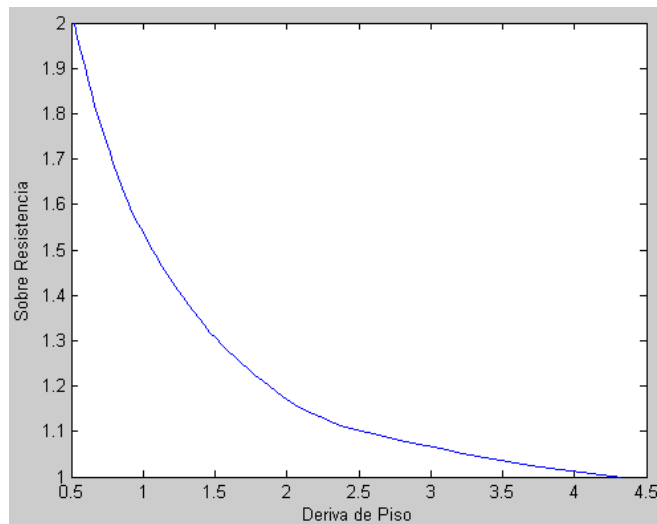


Figura 4.90 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 6.

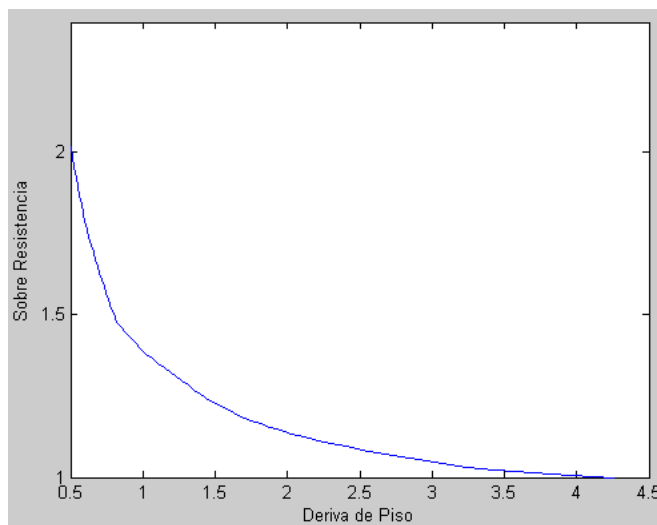


Figura 4.91 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 6.

CASO 7

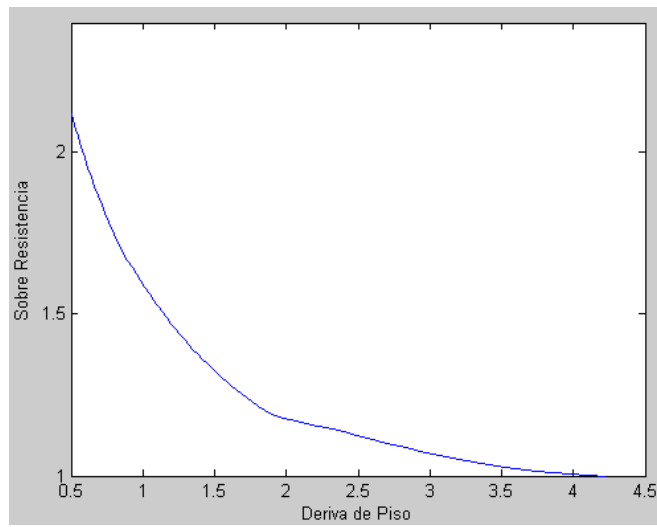


Figura 4.92 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 7.

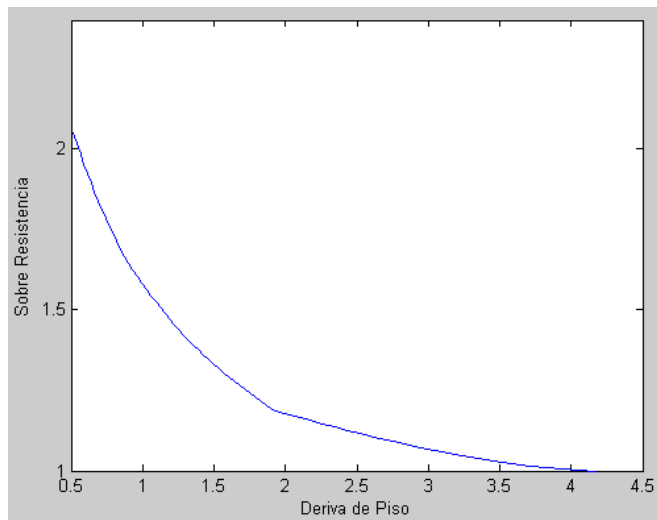


Figura 4.93 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 7.

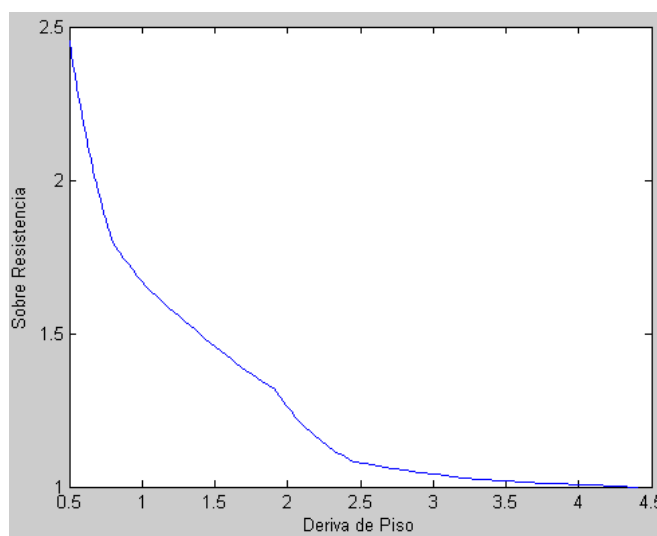


Figura 4.94 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 7.

CASO 8

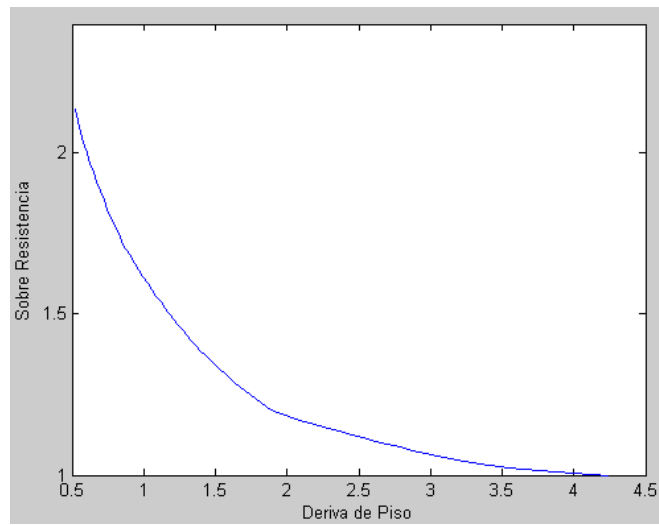


Figura 4.95 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 8.

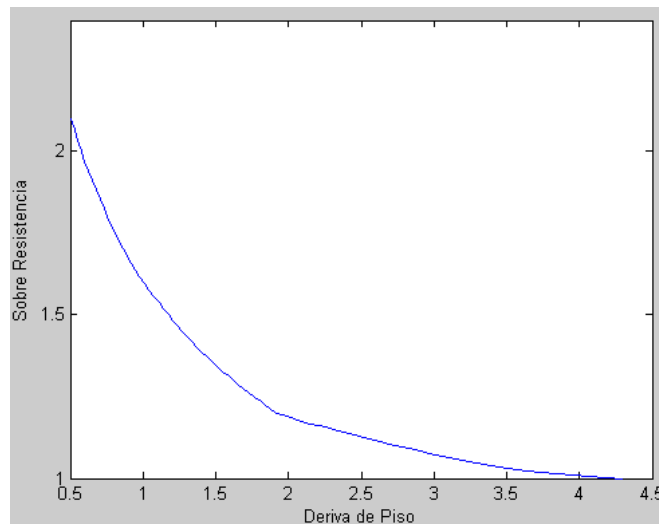


Figura 4.96 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 8.

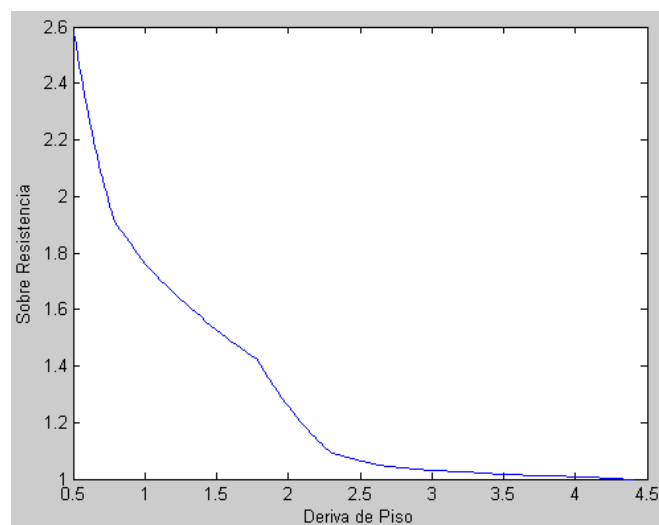


Figura 4.97 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 8.

CASO 9

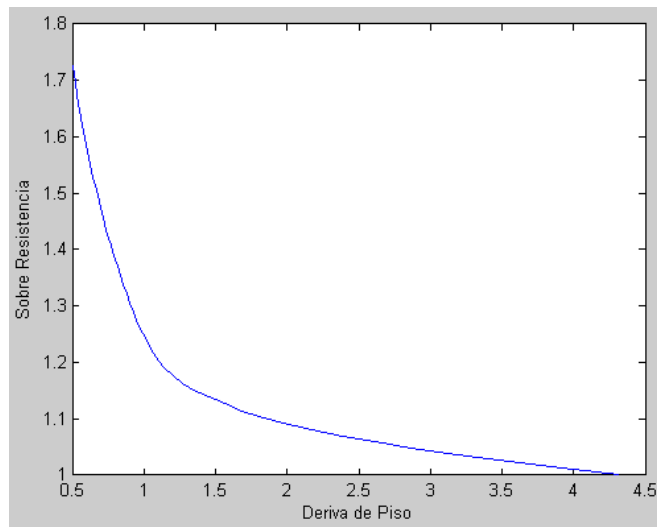


Figura 4.98 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 9.

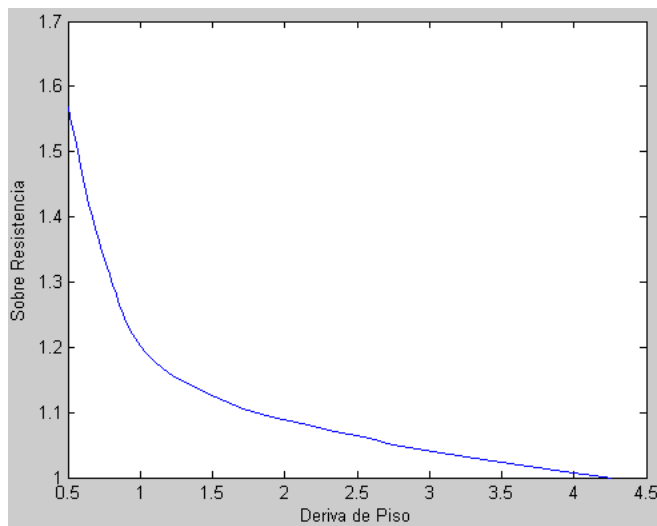


Figura 4.99 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 9.

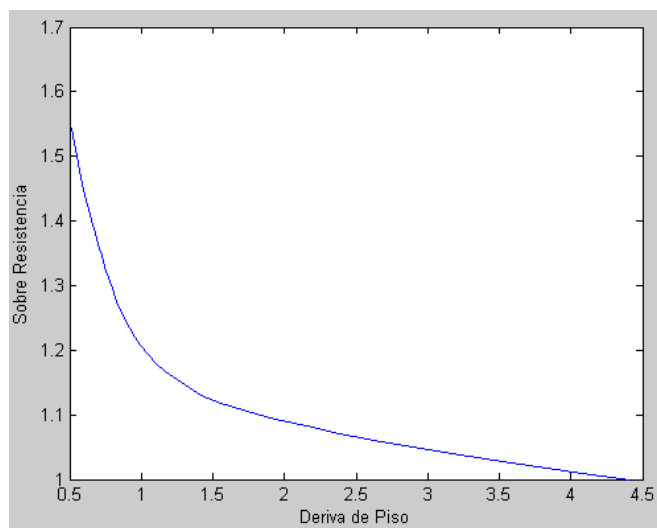


Figura 4.100 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 9.

CASO 10

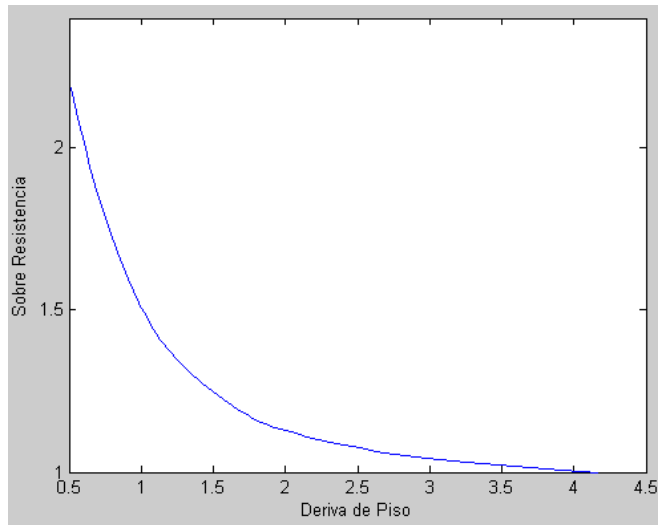


Figura 4.101 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 10.

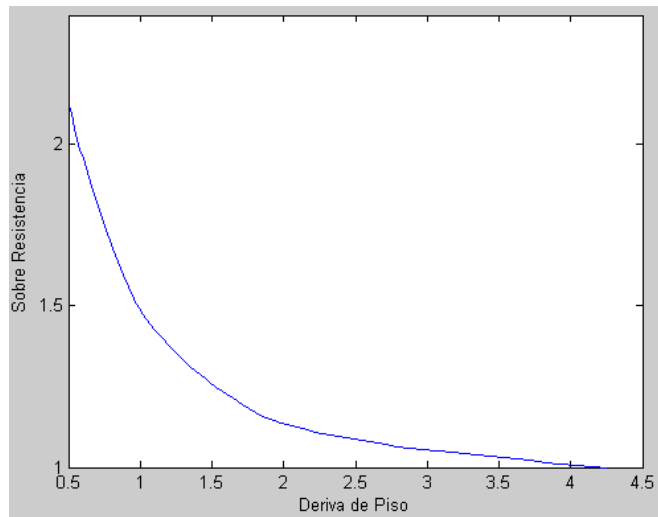


Figura 4.102 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 10.

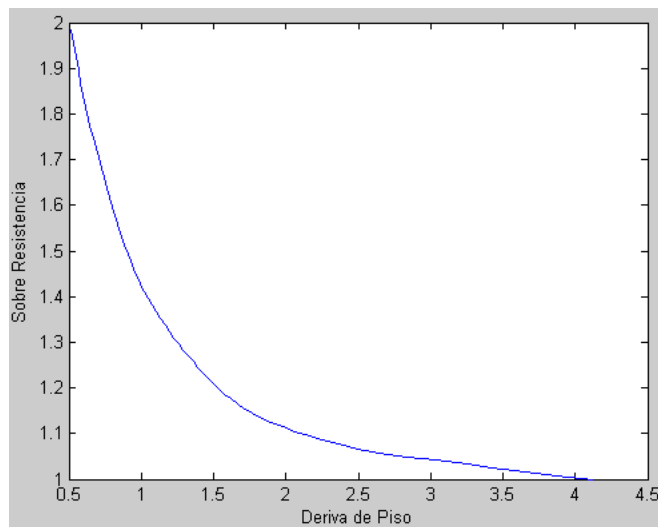


Figura 4.103 Curva de sobre resistencia para 2 pisos estribo doble caso 10.

CASO 11

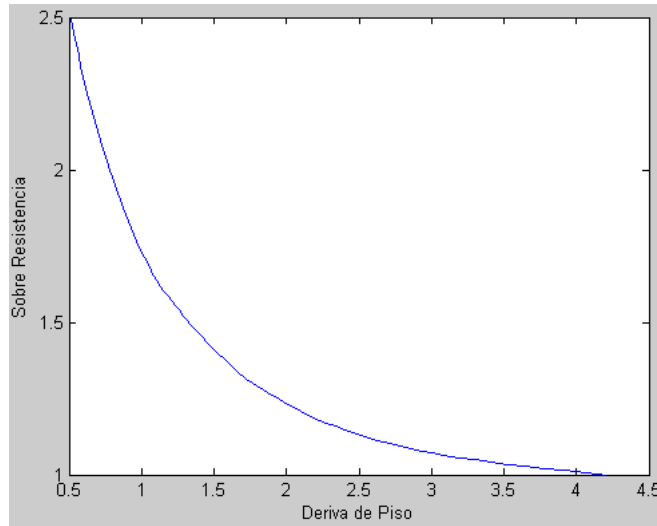


Figura 4.104 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 11.

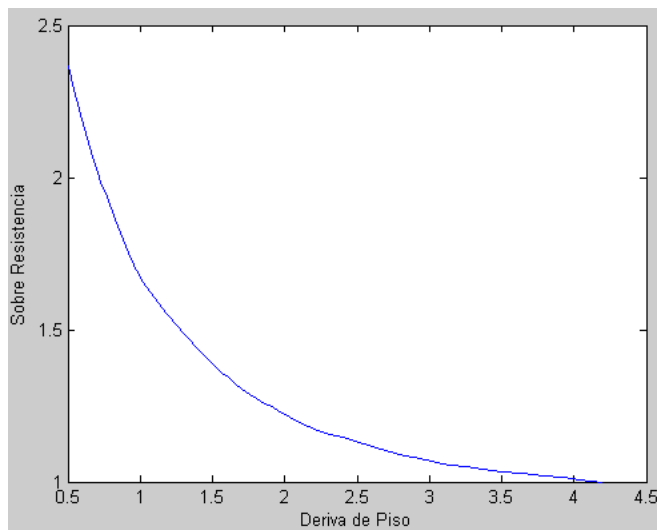


Figura 4.105 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 11.

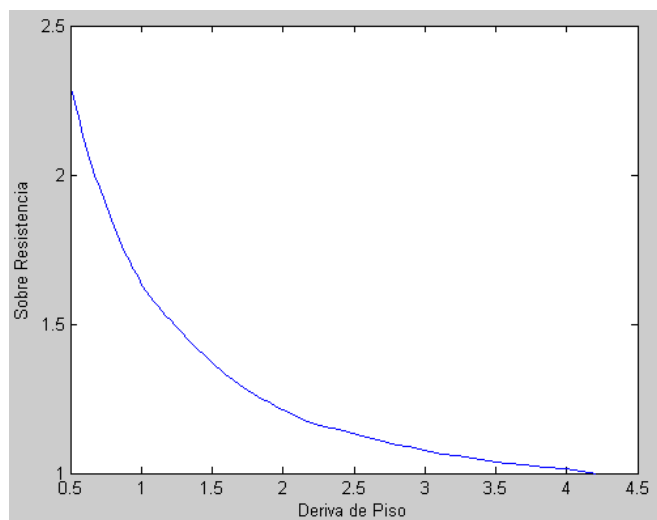


Figura 4.106 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 11.

CASO 12

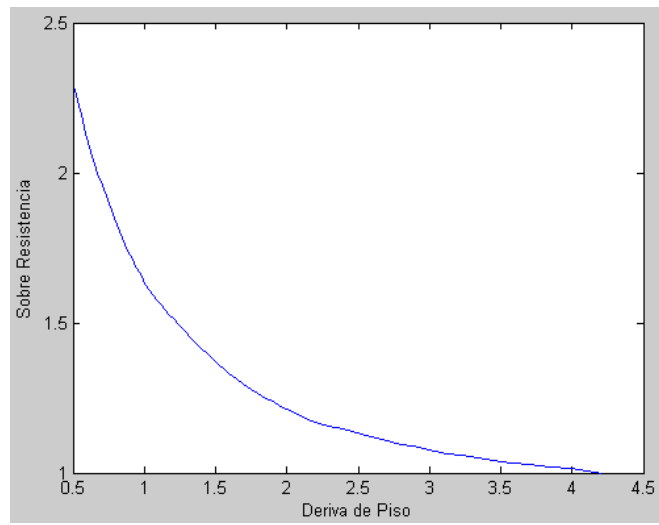


Figura 4.107 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo simple caso 12.

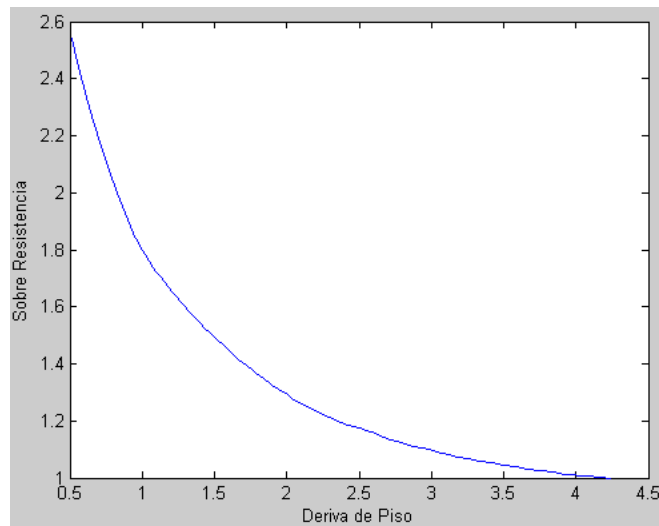


Figura 4.108 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo y gancho caso 12.

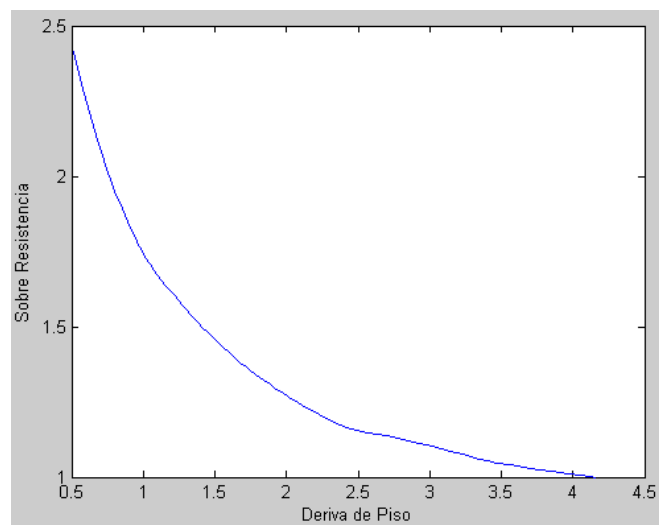


Figura 4.109 Curva de sobre resistencia para 3 pisos estribo doble caso 12.

4.2.4 EDIFICIOS DE CUATRO PISOS

CASO 1

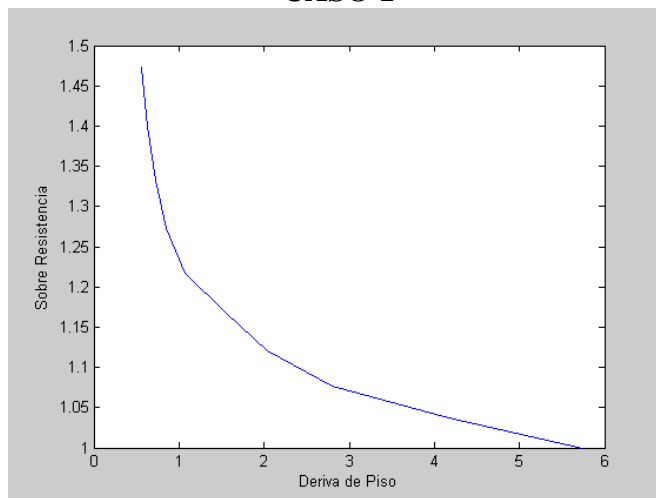


Figura 4.110 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 1.

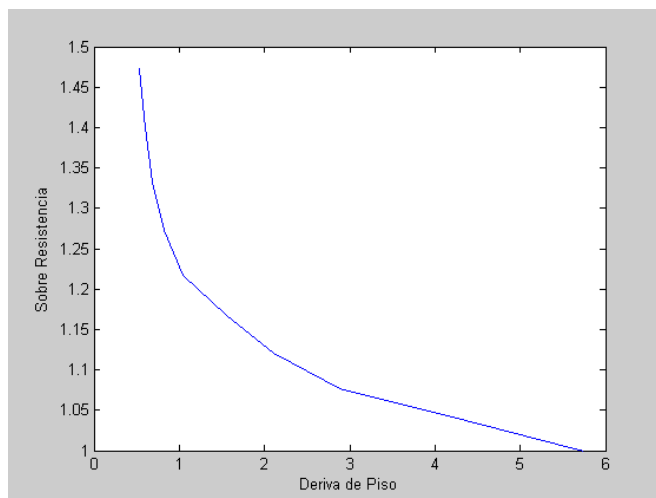


Figura 4.111 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 1.

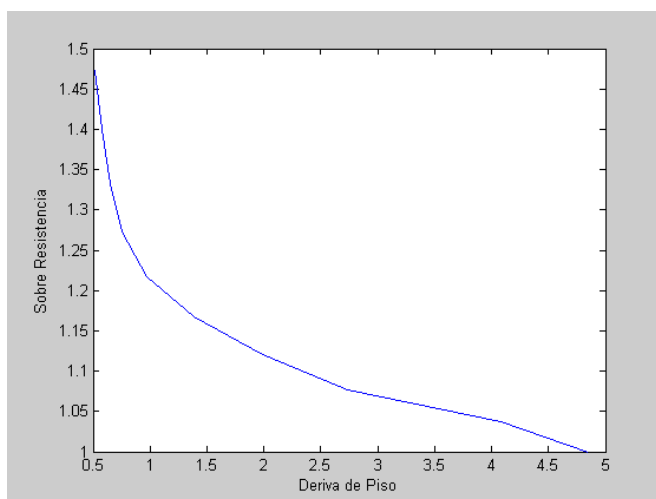


Figura 4.112 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 1.

CASO 2

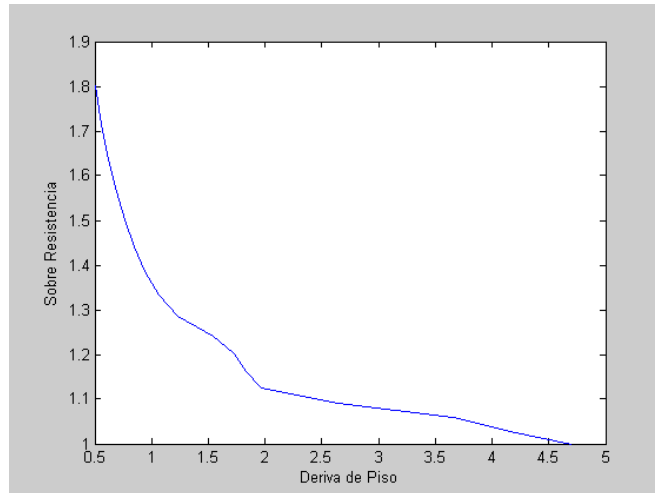


Figura 4.113 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 2.

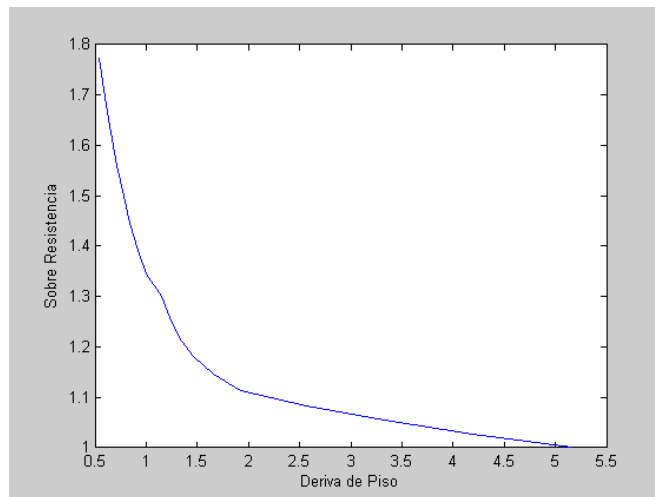


Figura 4.114 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 2.

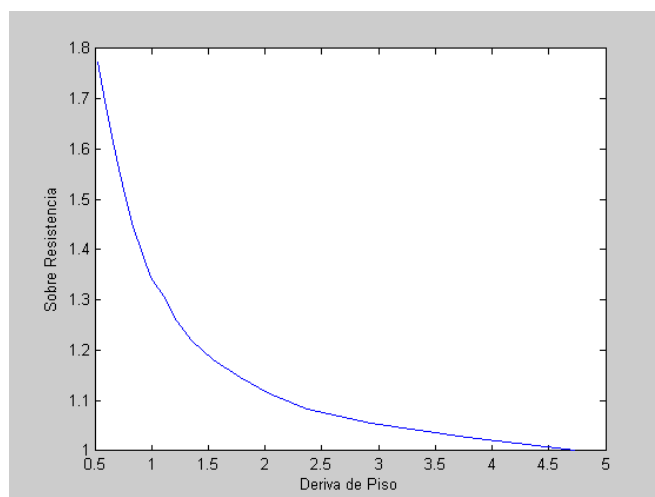


Figura 4.115 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 2.

CASO 3

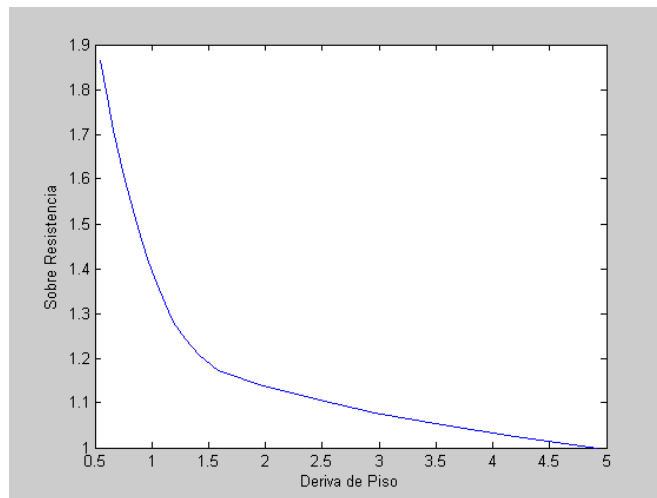


Figura 4.116 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 3.

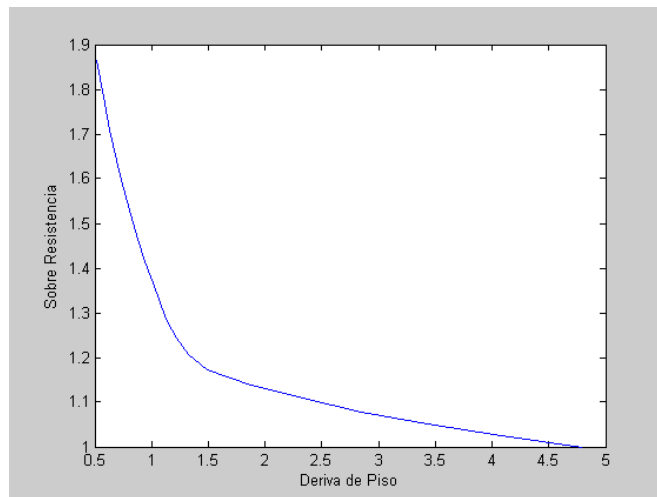


Figura 4.117 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 3.

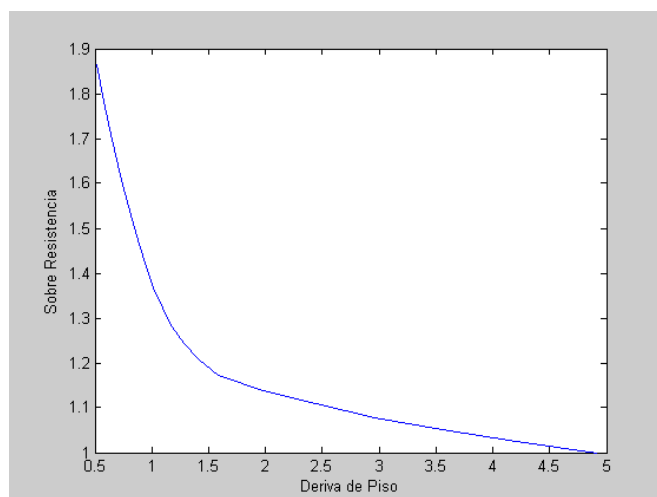


Figura 4.118 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 3.

CASO 4

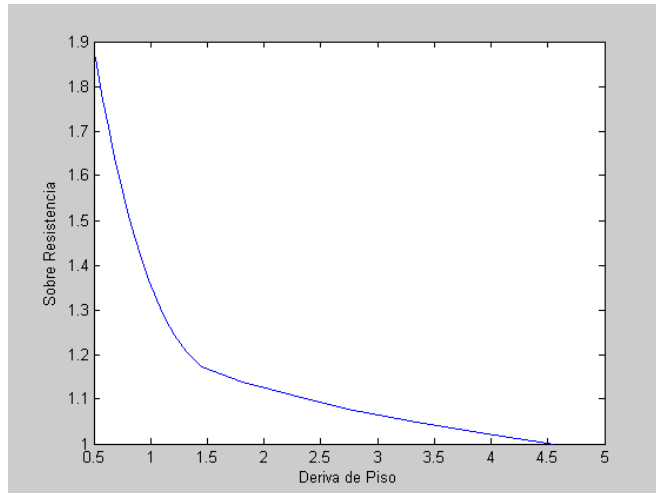


Figura 4.119 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 4.

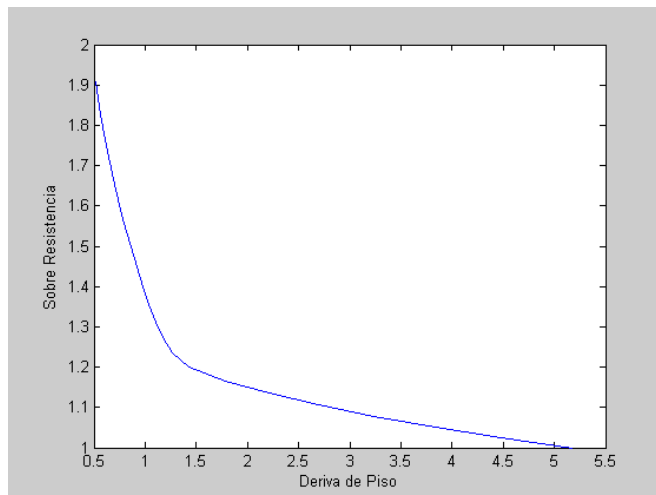


Figura 4.120 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 4.

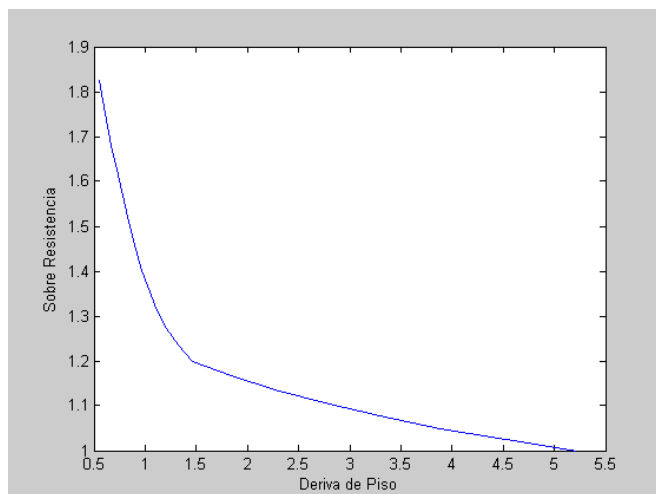


Figura 4.121 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 4.

CASO 5

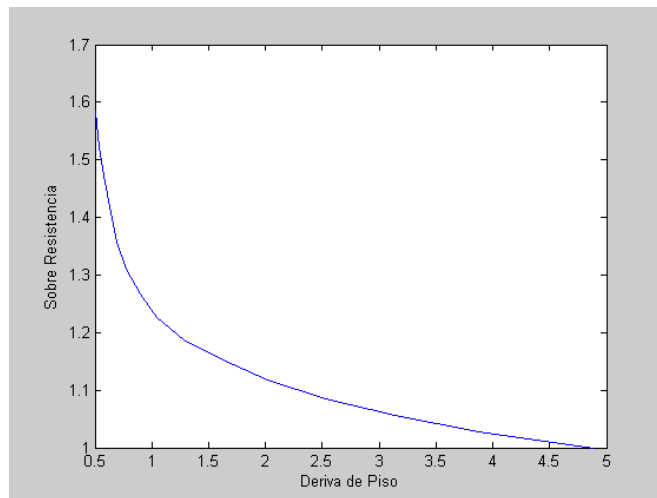


Figura 4.122 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 5

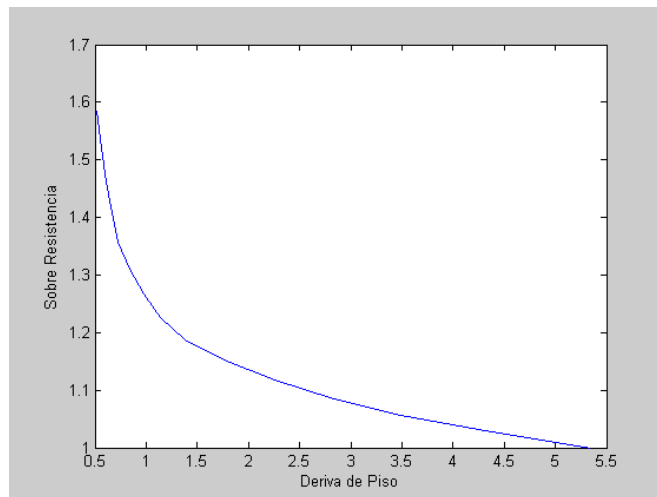


Figura 4.123 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 5.

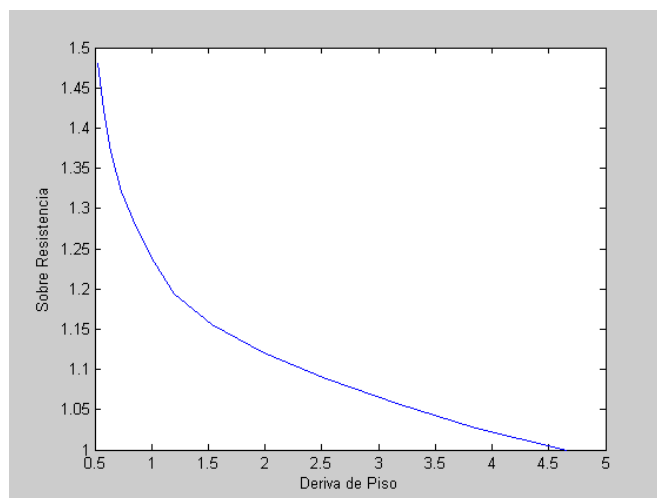


Figura 4.124 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 5.

CASO 6

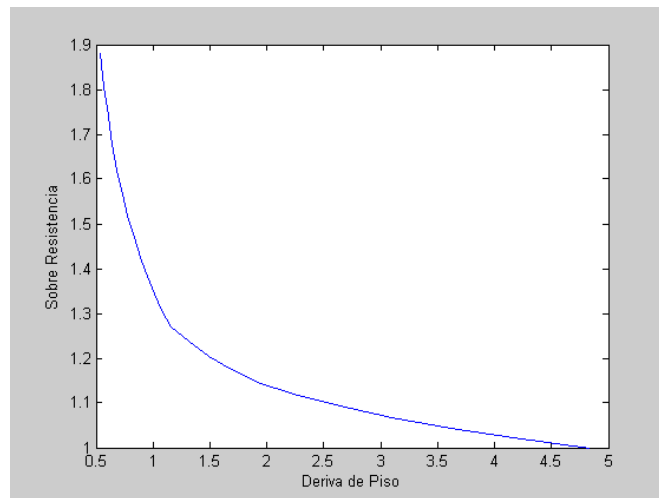


Figura 4.125 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 6.

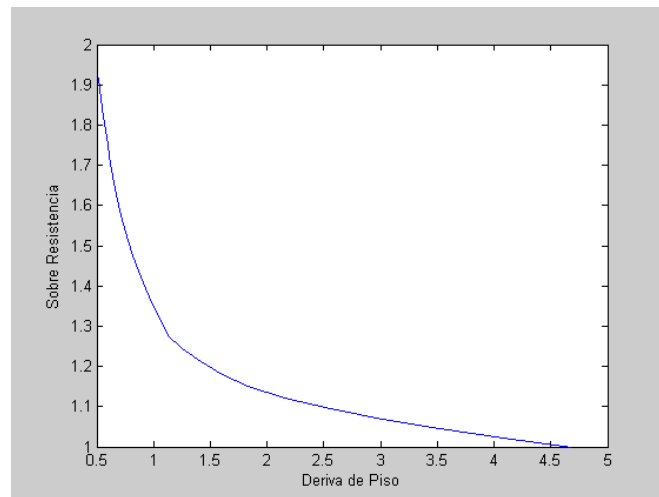


Figura 4.126 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 6.

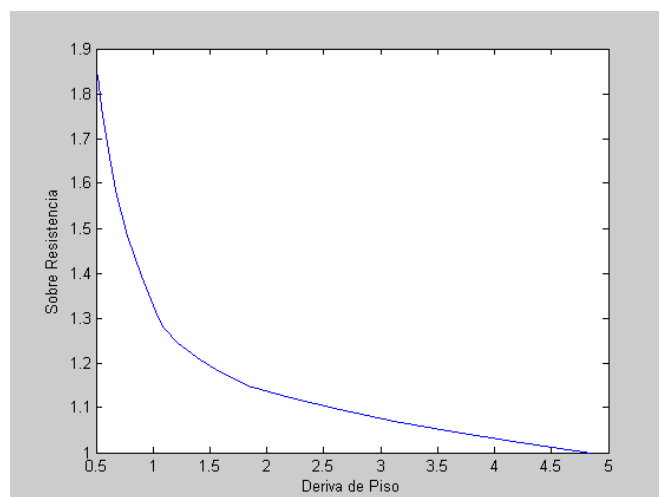


Figura 4.127 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 6.

CASO 7

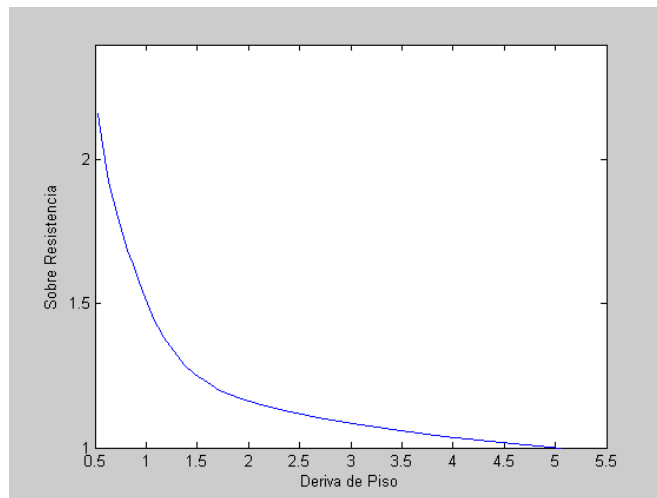


Figura 4.128 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 7.

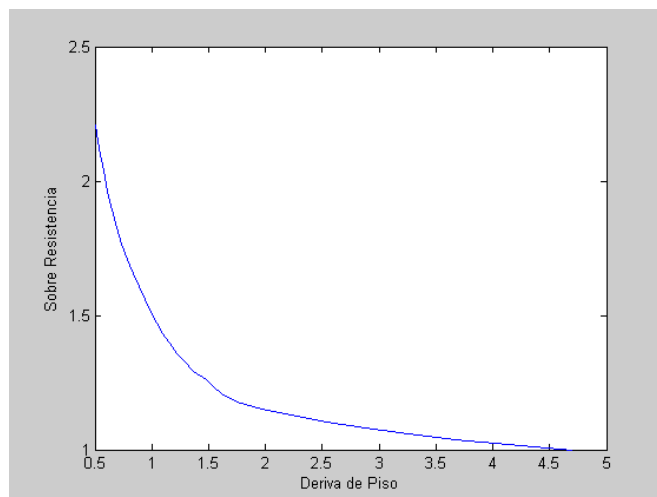


Figura 4.129 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 7.

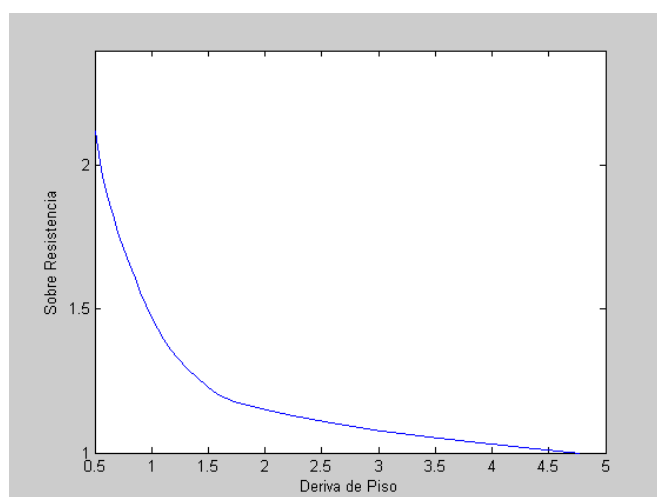


Figura 4.130 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 7.

CASO 8

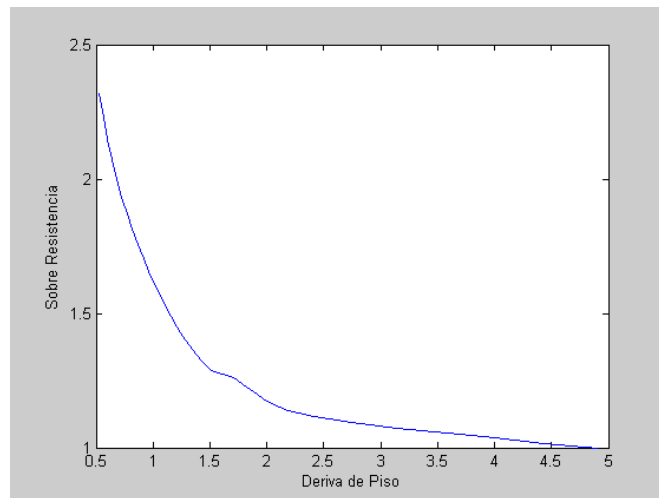


Figura 4.131 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 8.

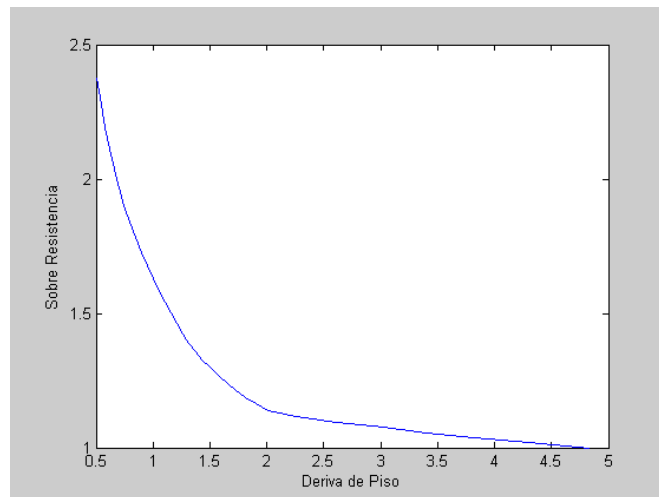


Figura 4.132 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 8.

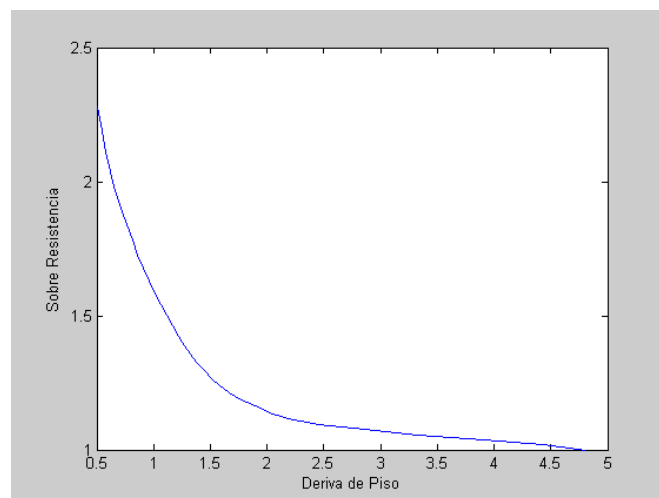


Figura 4.133 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 8.

CASO 9

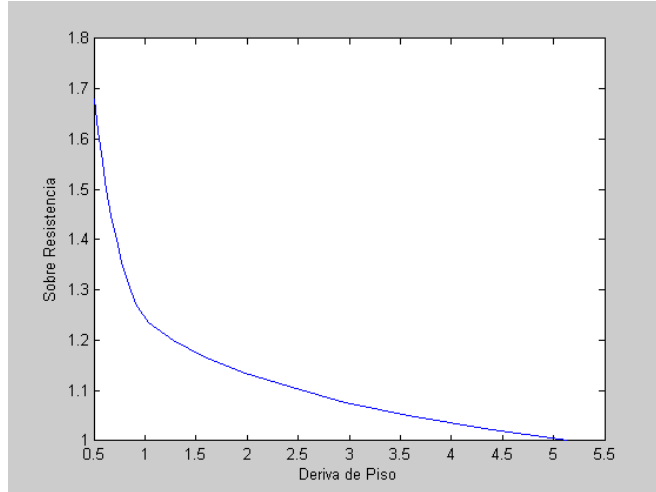


Figura 4.134 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 9.

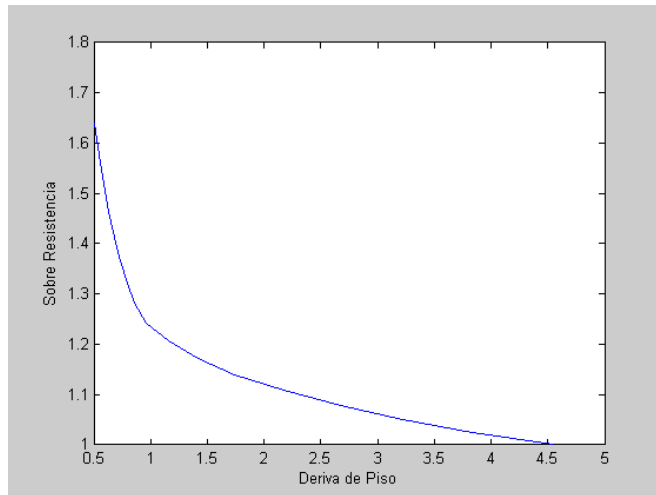


Figura 4.135 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 9.

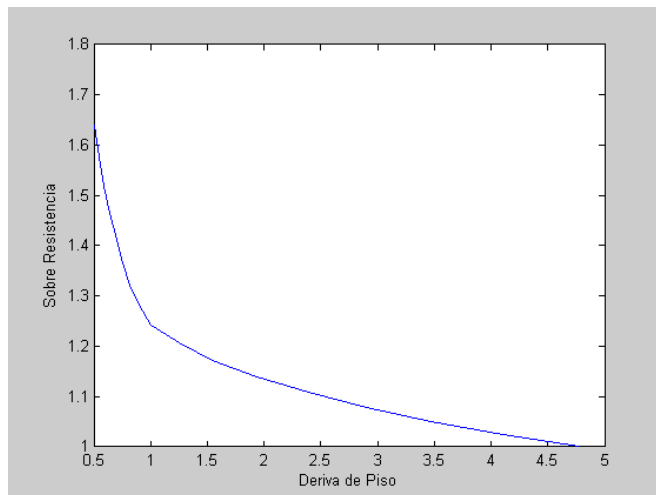


Figura 4.136 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 9.

CASO 10

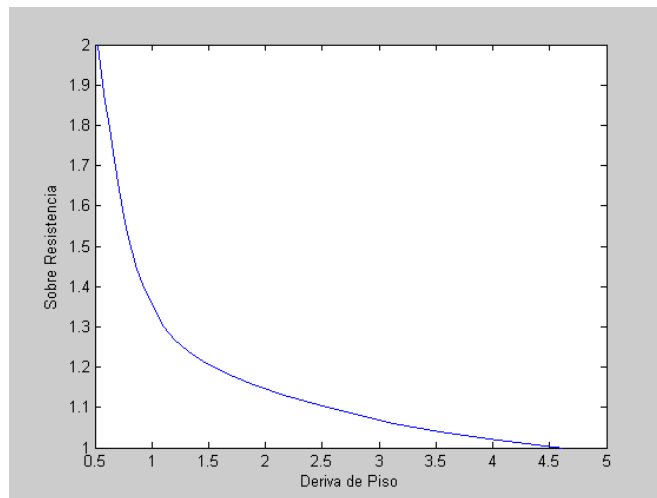


Figura 4.137 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 10.

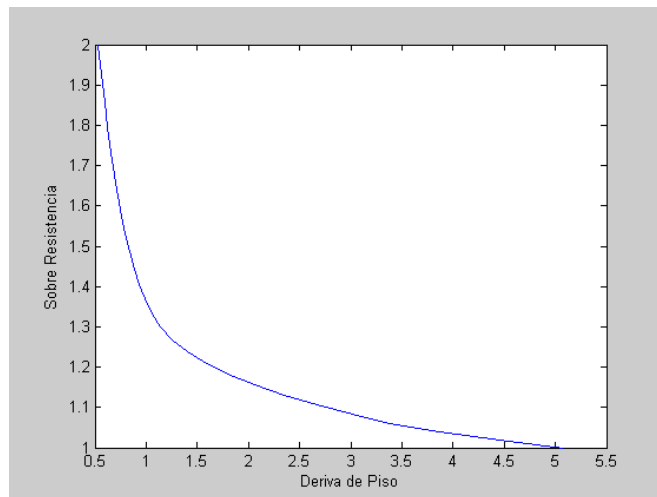


Figura 4.138 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 10.

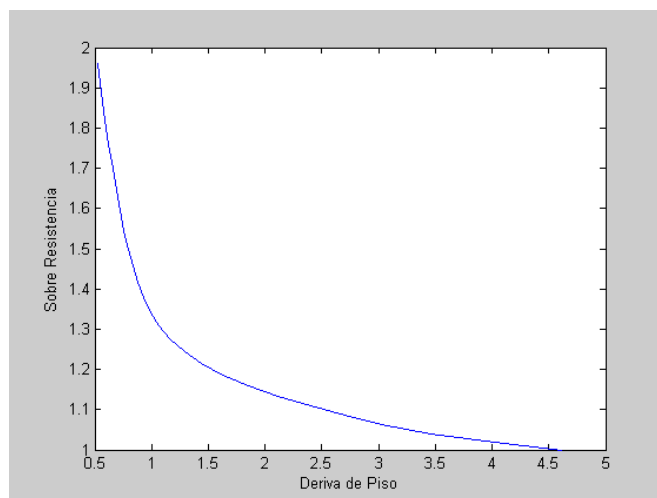


Figura 4.139 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 10.

CASO 11

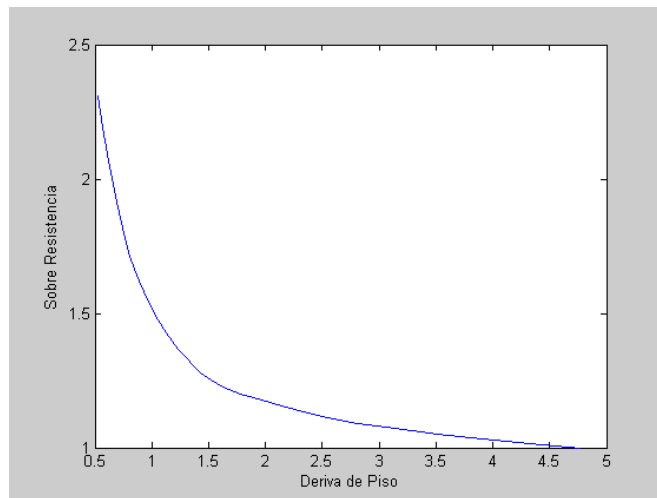


Figura 4.140 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 11.

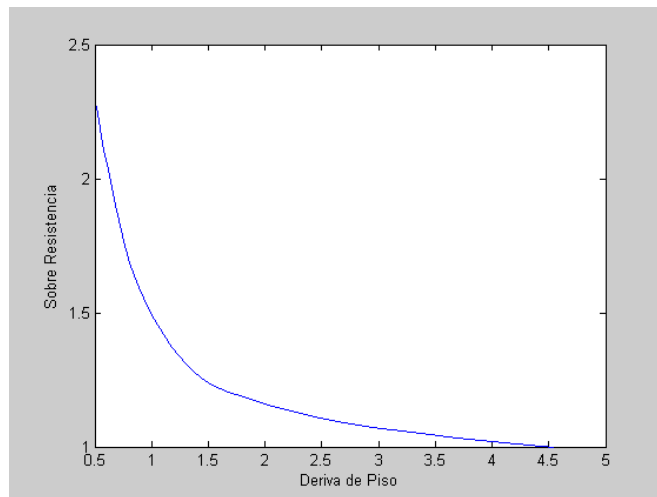


Figura 4.141 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 11.

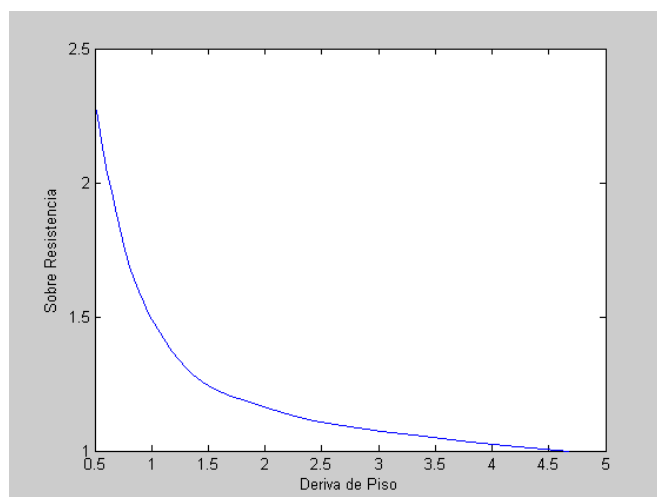


Figura 4.142 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 11.

CASO 12

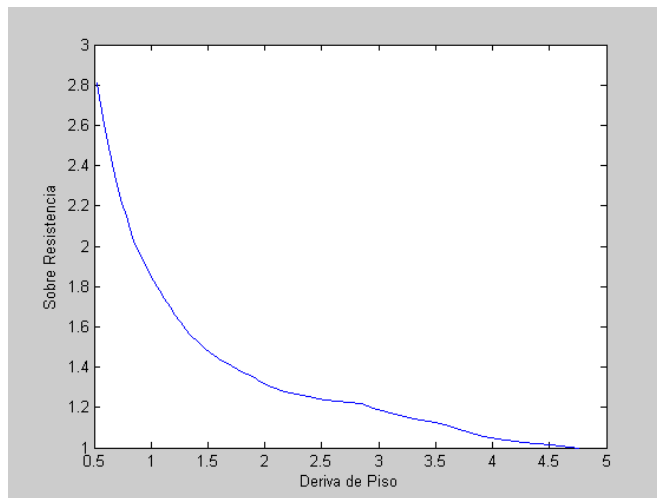


Figura 4.143 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo simple caso 12.

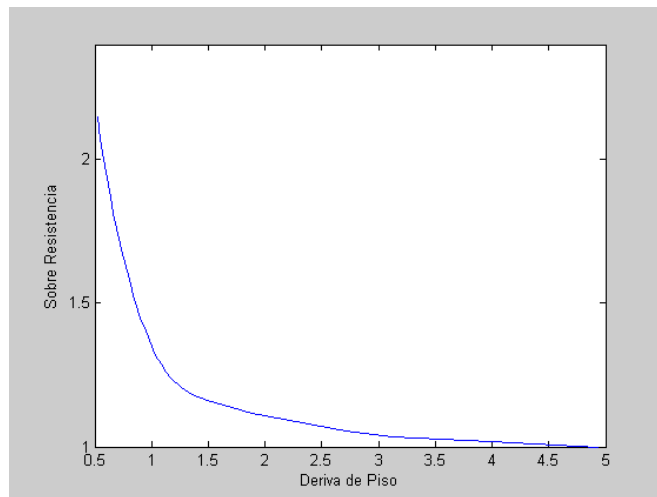


Figura 4.144 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo y gancho caso 12.

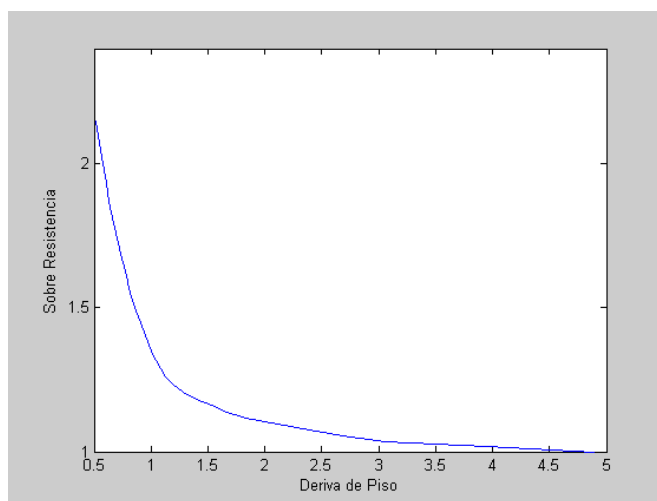


Figura 4.145 Curva de sobre resistencia para 4 pisos estribo doble caso 12.

4.2.5 EDIFICIOS DE CINCO PISOS

CASO 1

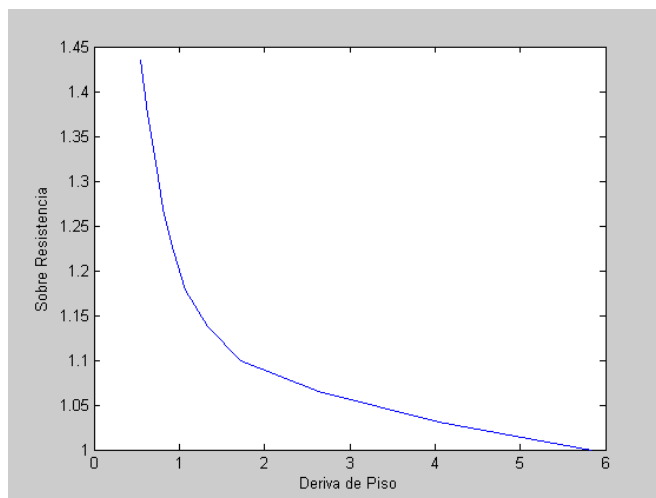


Figura 4.146 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 1.

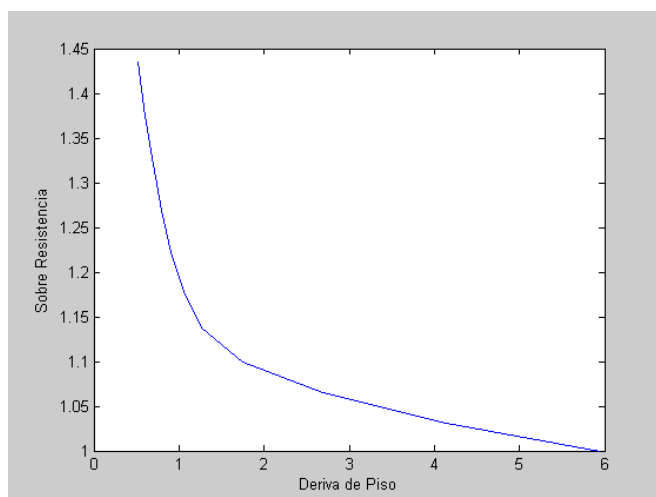


Figura 4.147 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 1.

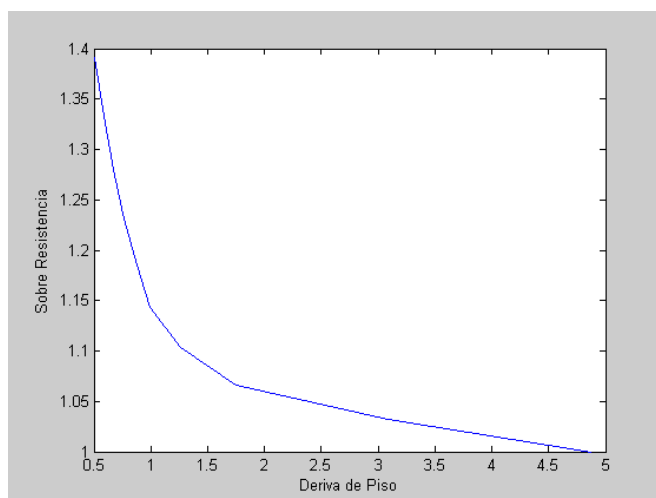


Figura 4.148 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 1.

CASO 2

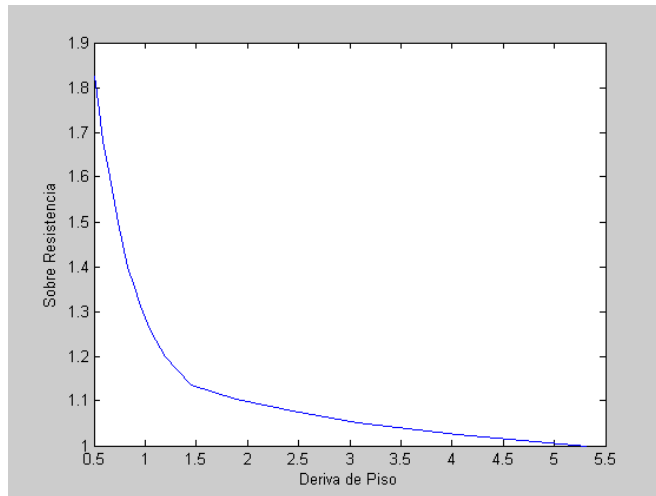


Figura 4.149 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 2.

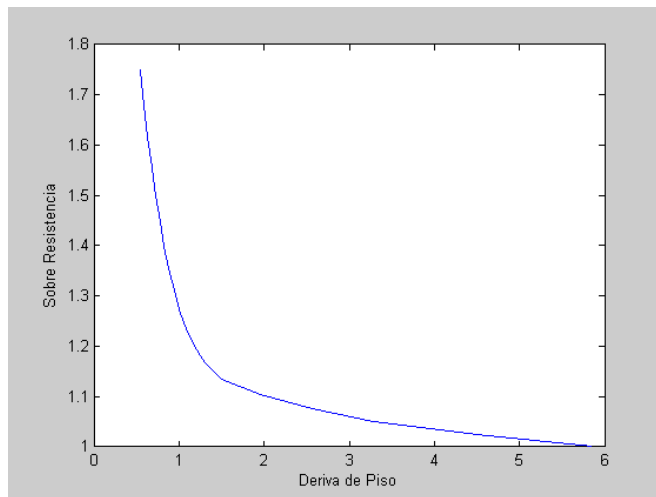


Figura 4.150 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 2.

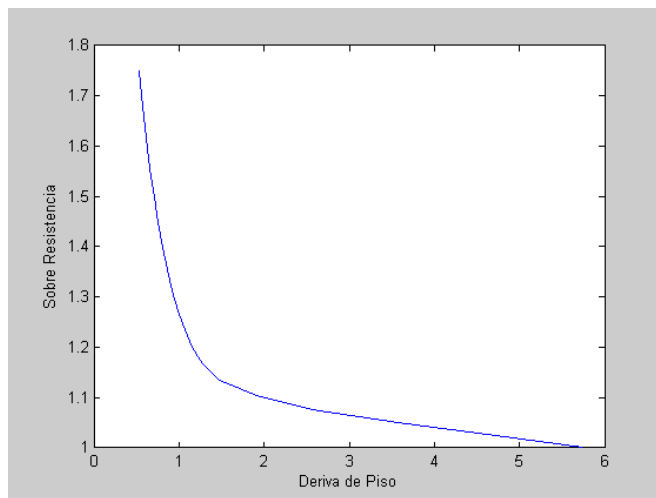


Figura 4.151 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 2.

CASO 3

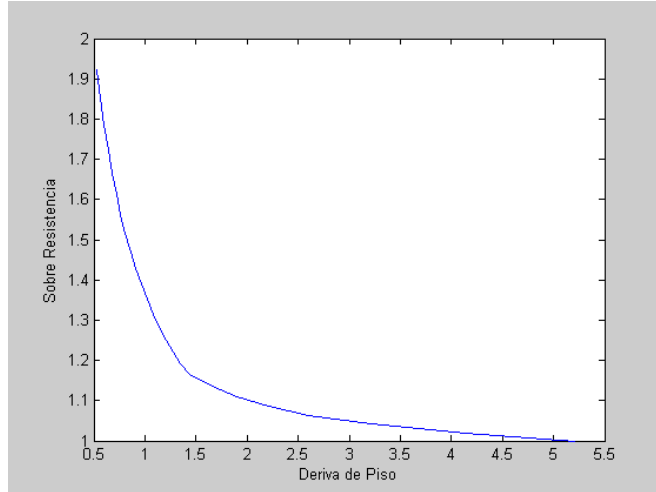


Figura 4.152 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 3.

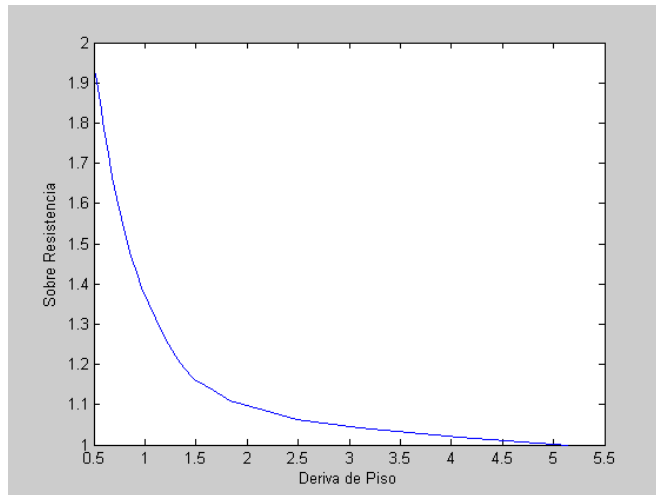


Figura 4.153 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 3.

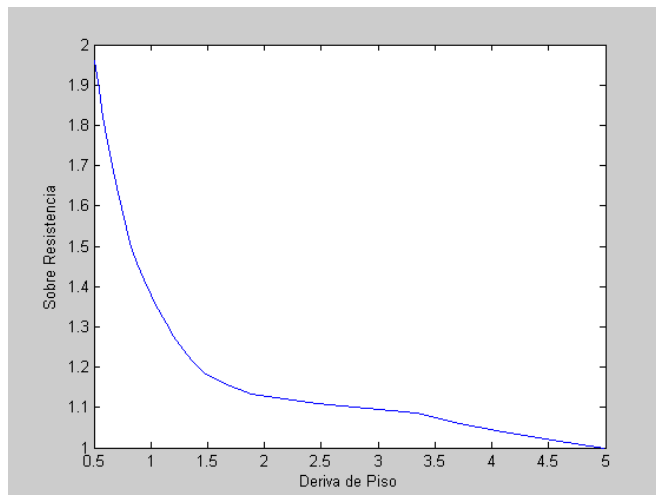


Figura 4.154 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 3.

CASO 4

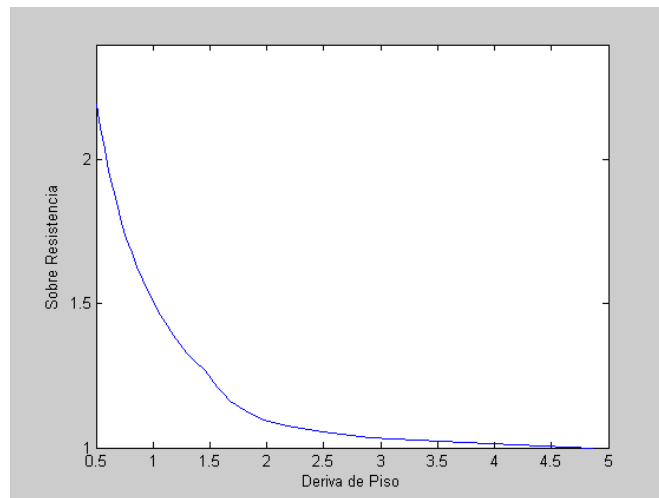


Figura 4.155 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 4.

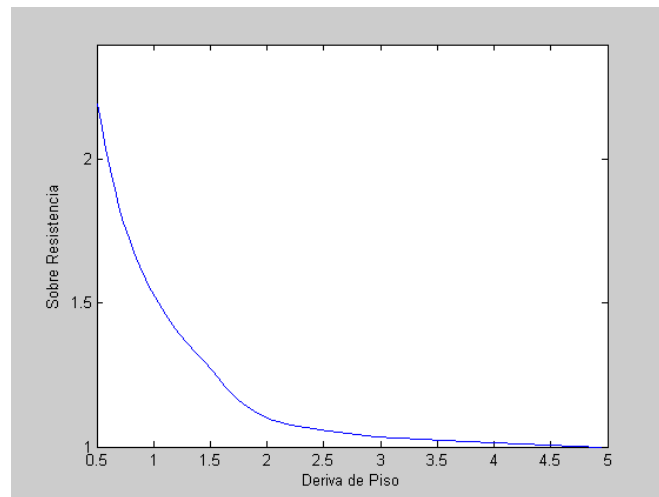


Figura 4.156 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 4.

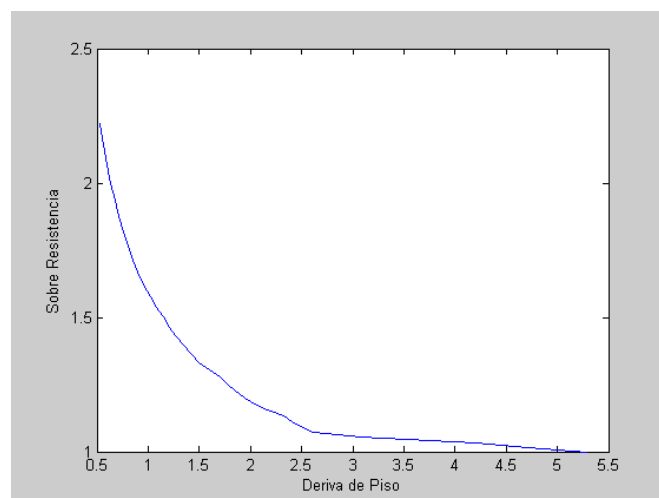


Figura 4.157 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 4.

CASO 5

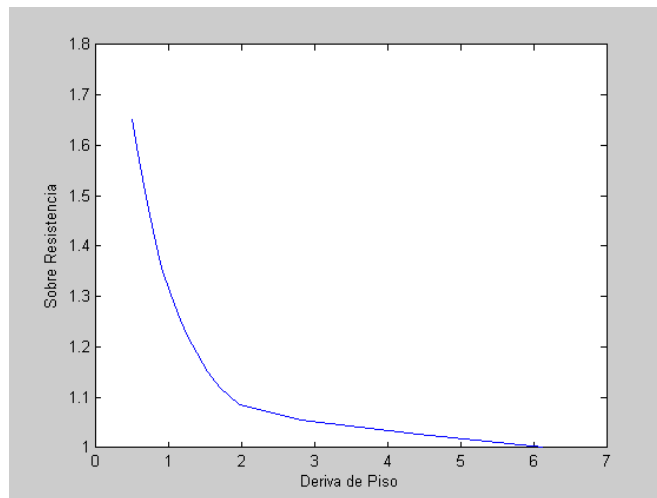


Figura 4.158 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 5.

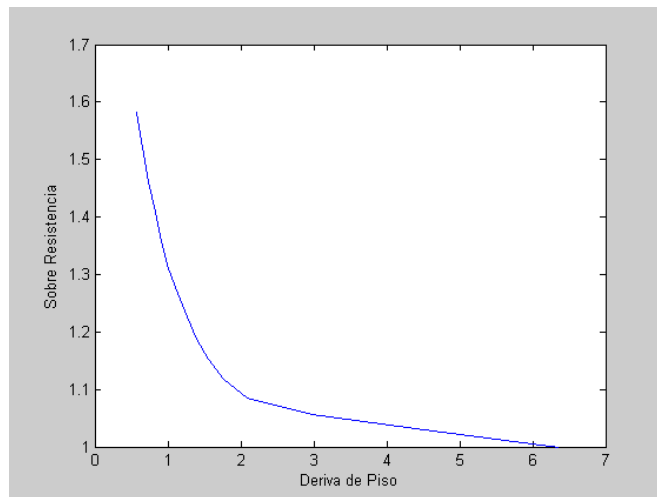


Figura 4.159 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 5.

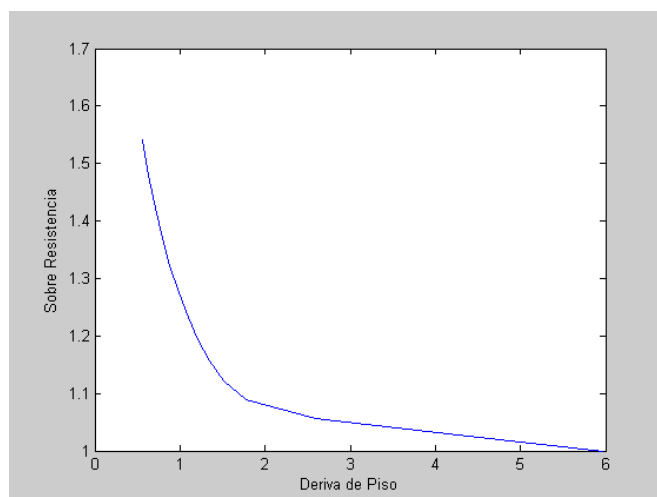


Figura 4.160 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 5.

CASO 6

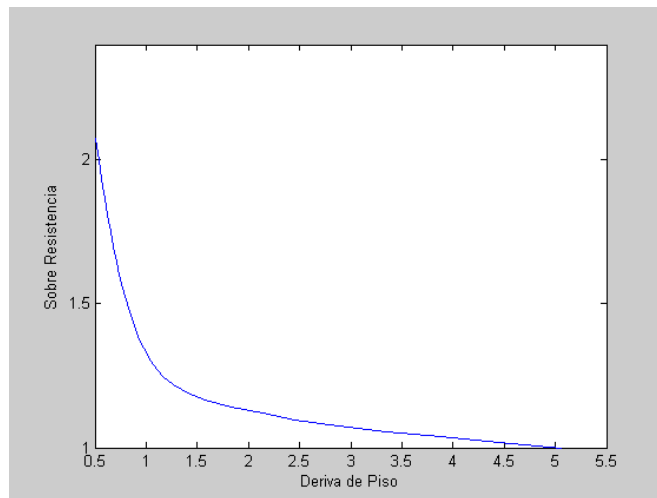


Figura 4.161 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 6.

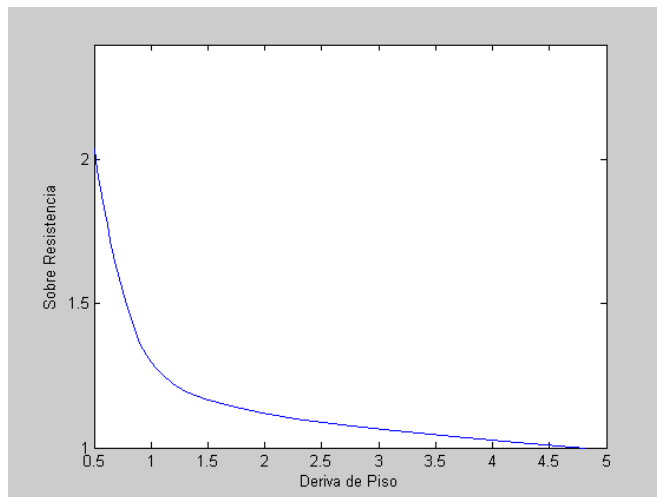


Figura 4.162 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 6.

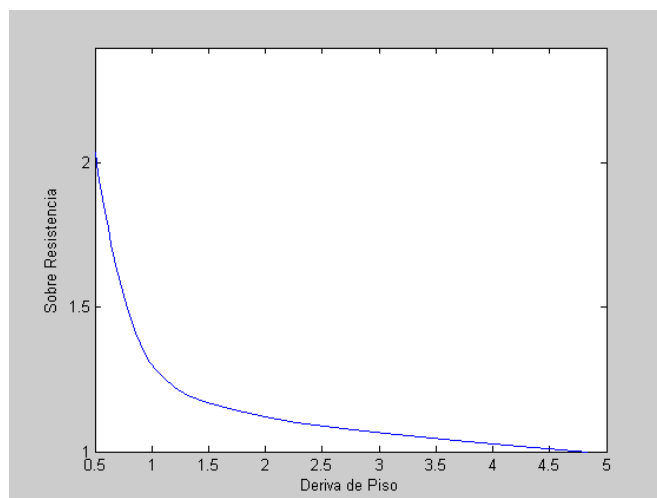


Figura 4.163 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 6.

CASO 7

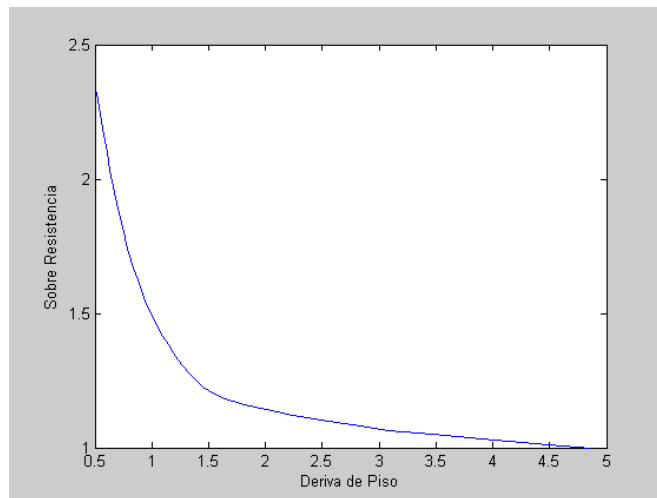


Figura 4.164 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 7.

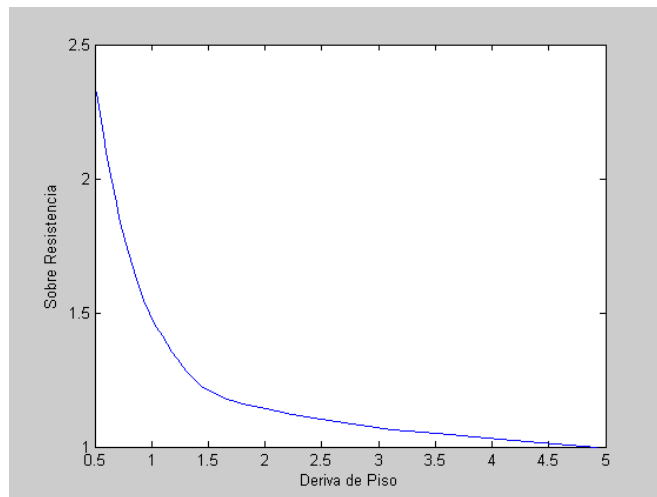


Figura 4.165 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 7.

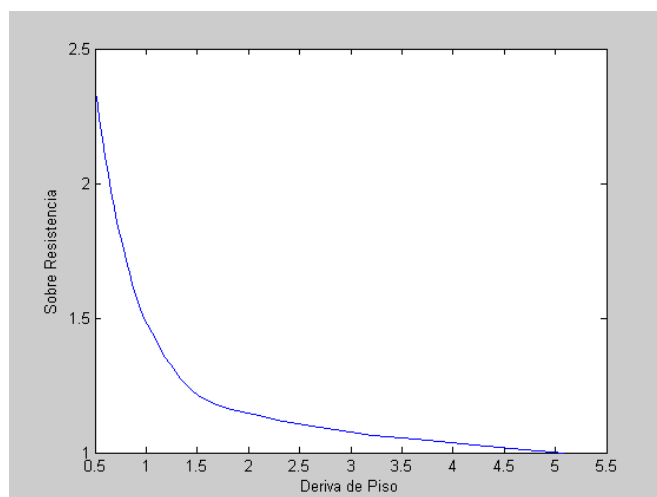


Figura 4.166 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 7.

CASO 8

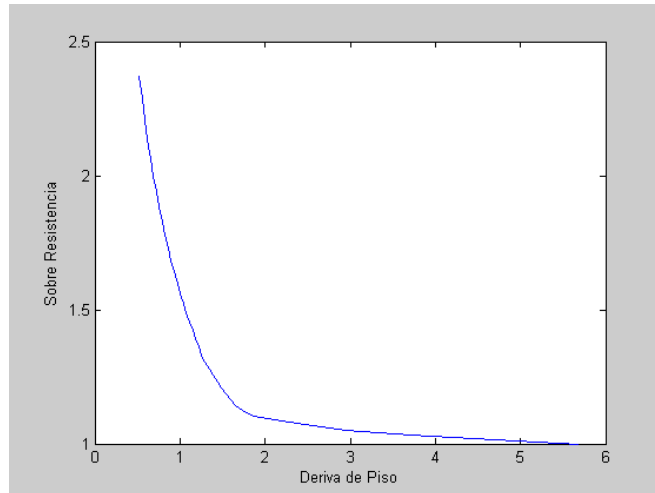


Figura 4.167 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 8.

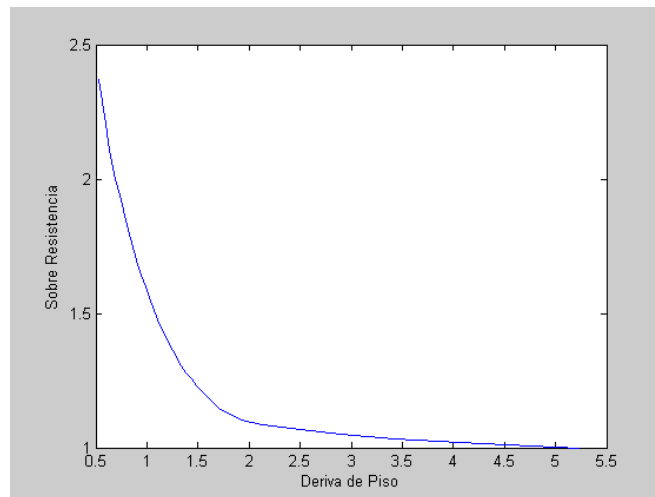


Figura 4.168 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 8.

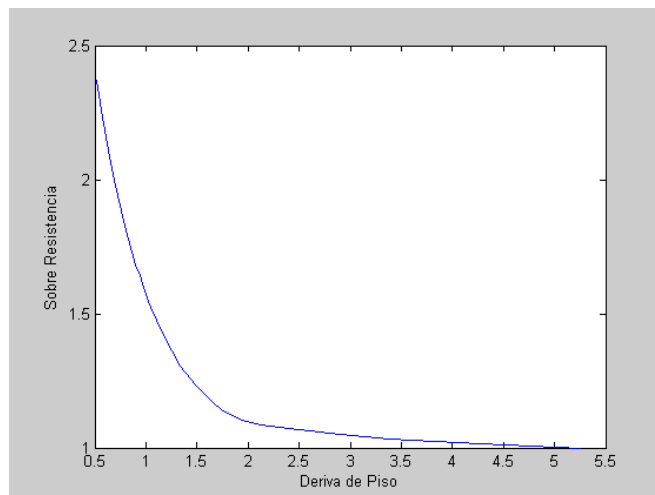


Figura 4.169 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 8.

CASO 9

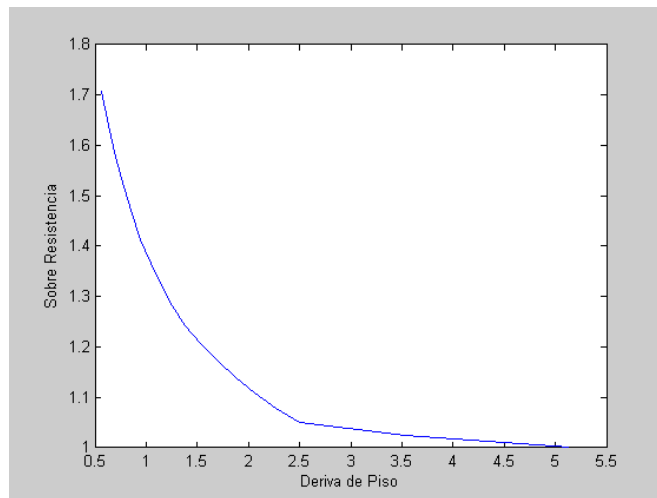


Figura 4.170 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 9.

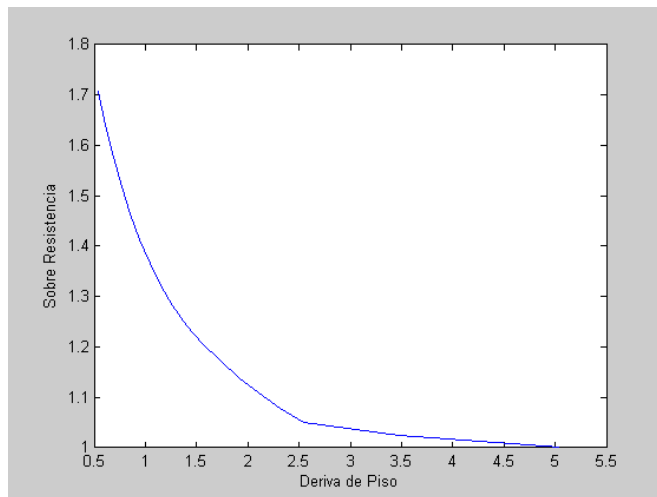


Figura 4.171 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 9.

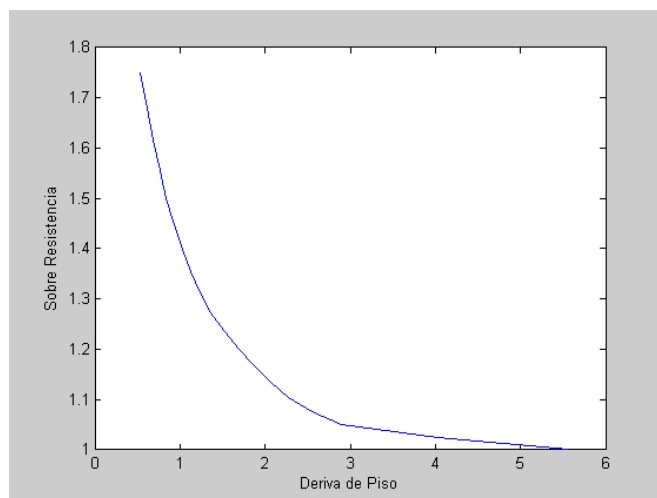


Figura 4.172 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 9.

CASO 10

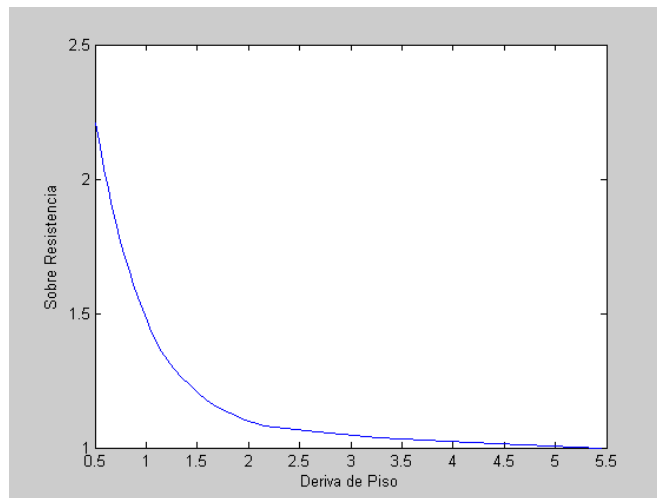


Figura 4.173 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 10.

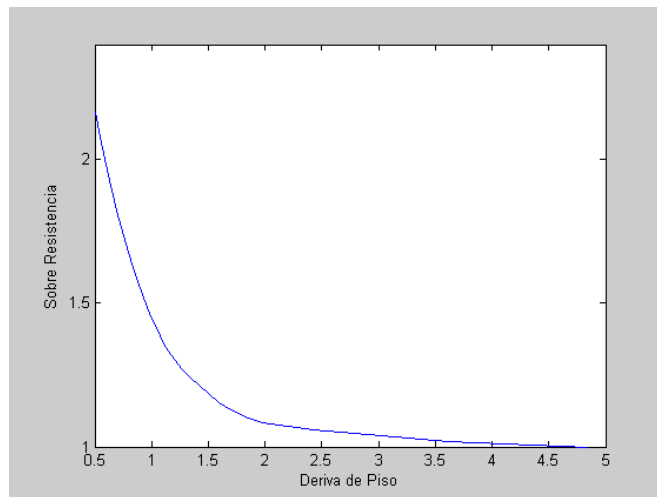


Figura 4.174 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 10.

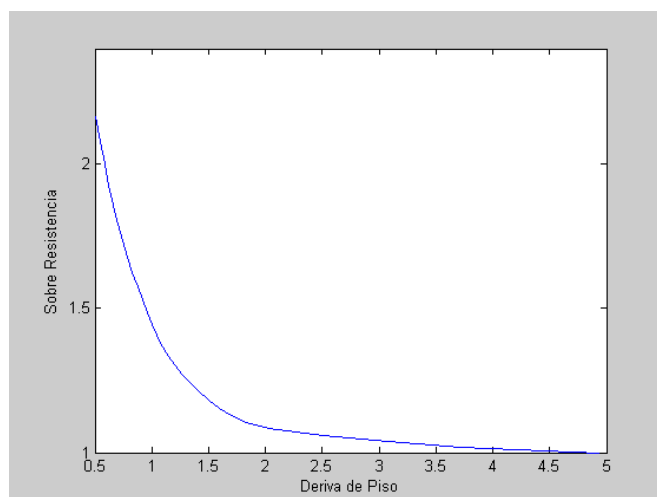


Figura 4.175 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 10.

CASO 11

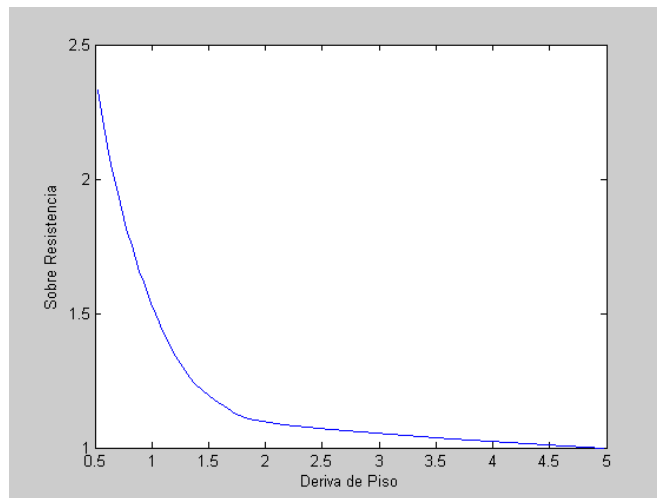


Figura 4.176 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 11.

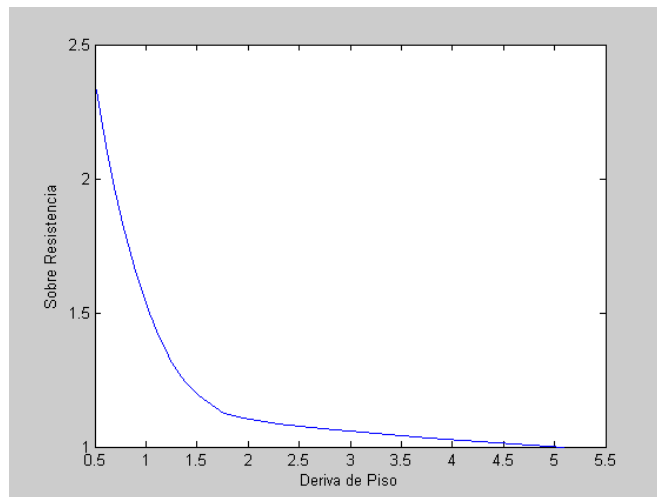


Figura 4.177 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 11.

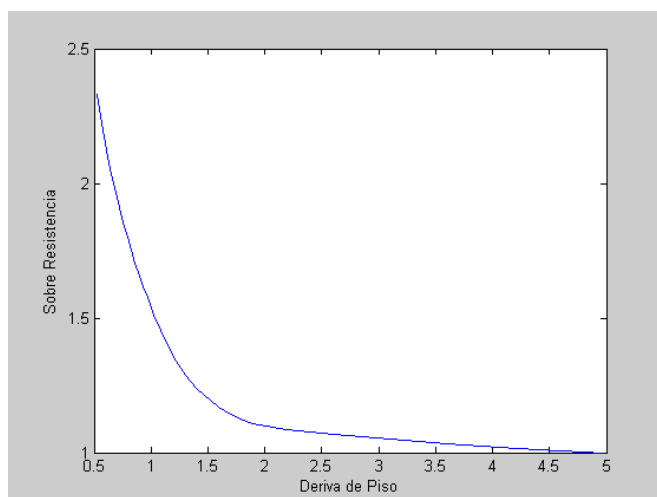


Figura 4.178 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 11.

CASO 12

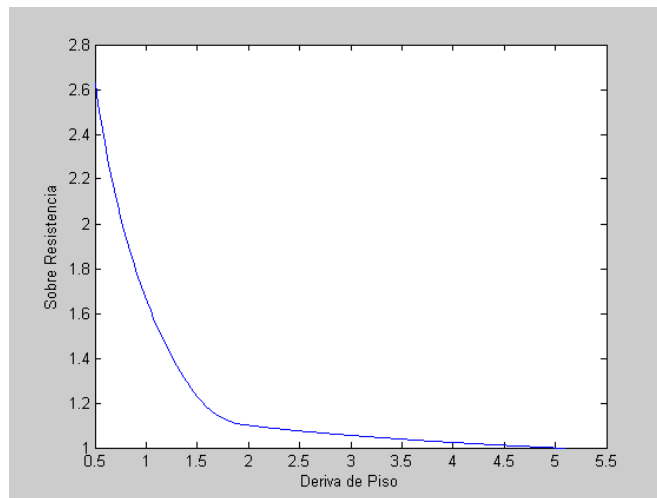


Figura 4.179 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo simple caso 12.

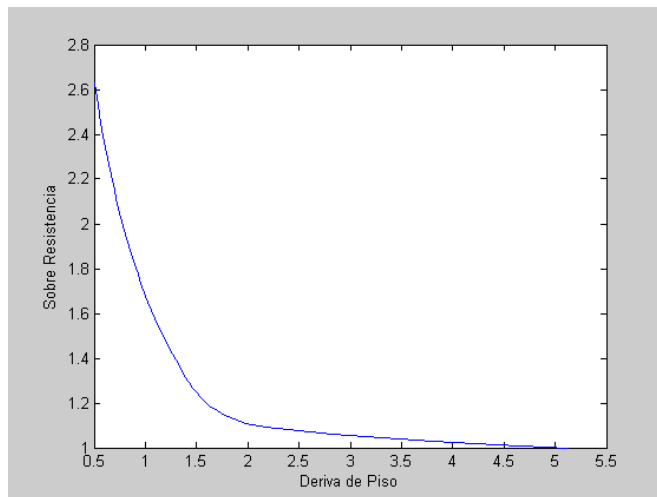


Figura 4.180 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo y gancho caso 12.

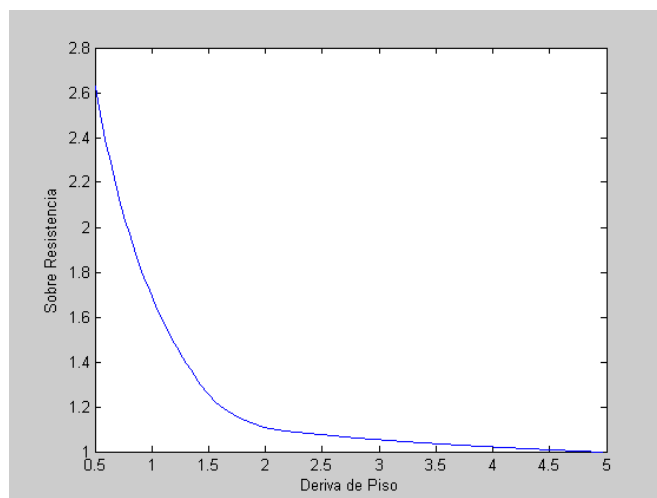


Figura 4.181 Curva de sobre resistencia para 5 pisos estribo doble caso 12.

4.2.6 EDIFICIOS DE SEIS PISOS

CASO 1

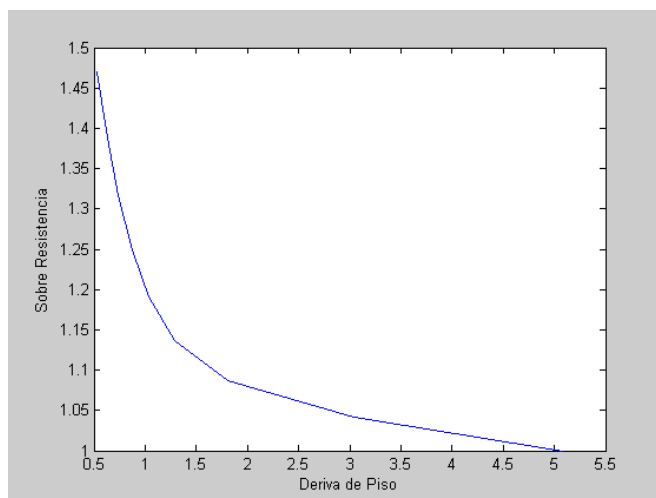


Figura 4.182 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 1.

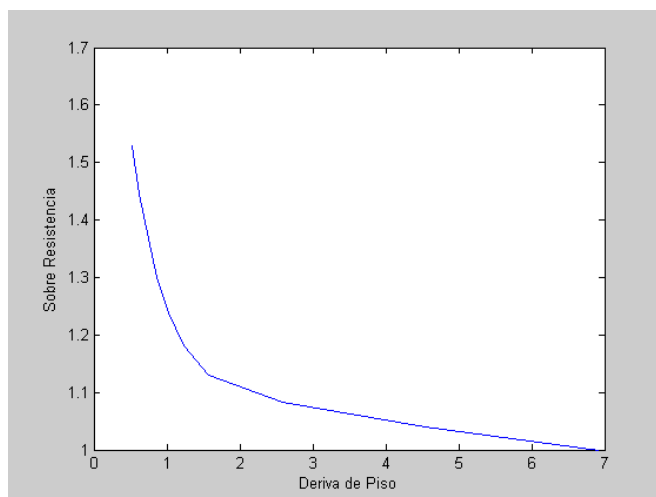


Figura 4.183 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 1.

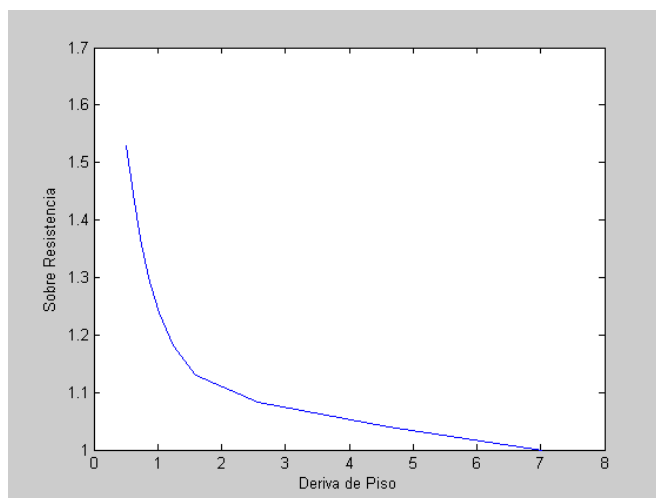


Figura 4.184 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 1.

CASO 2

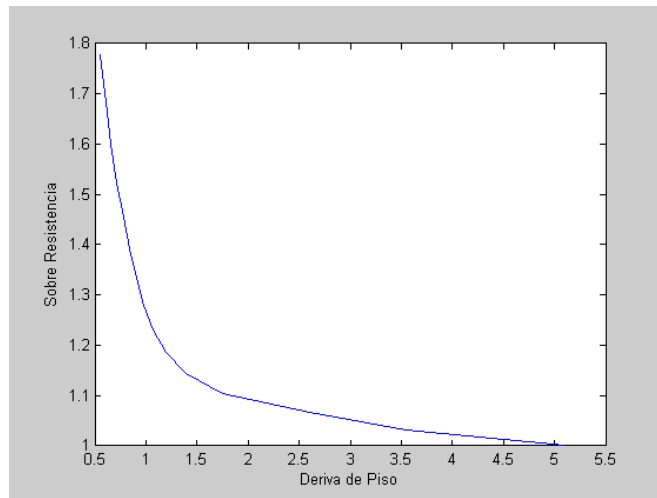


Figura 4.185 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 2.

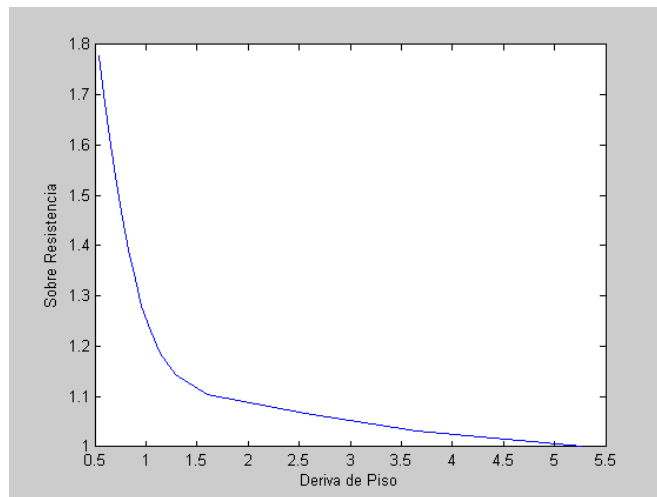


Figura 4.186 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 2.

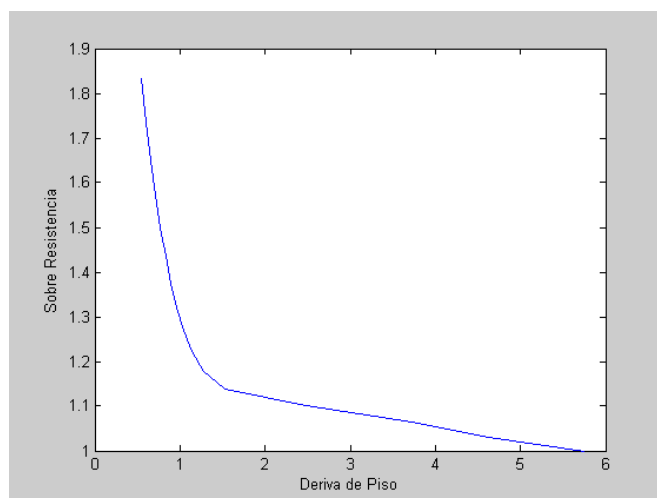


Figura 4.187 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 2.

CASO 3

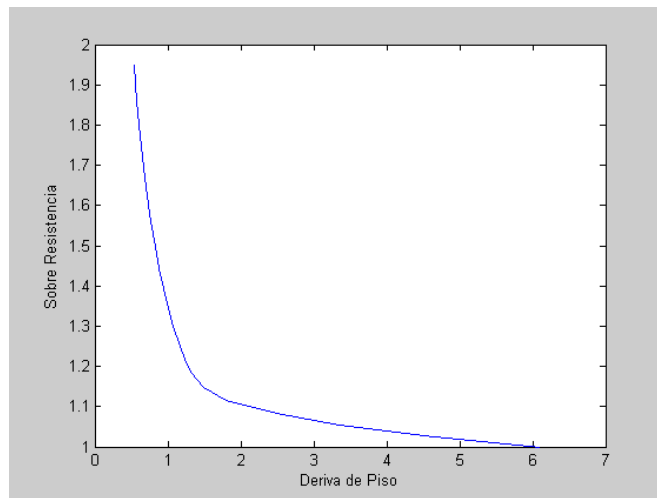


Figura 4.188 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 3.

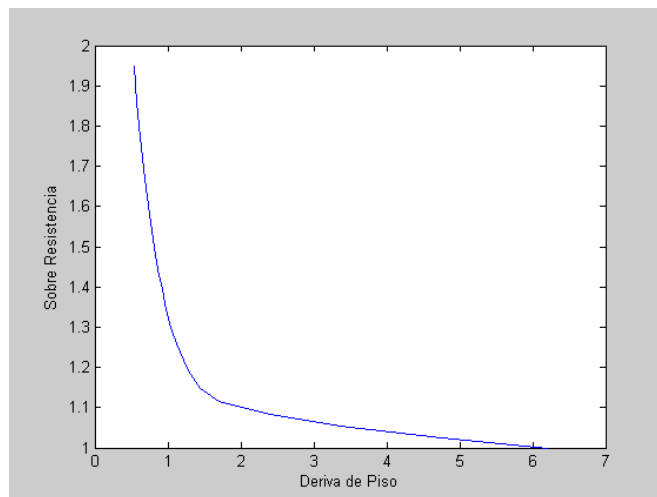


Figura 4.189 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 3.

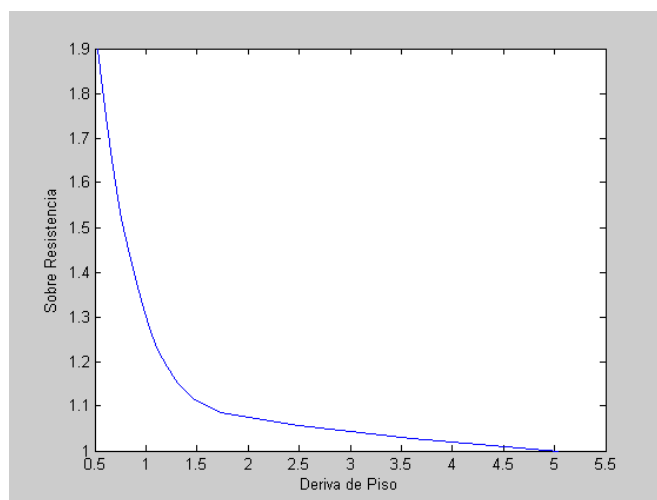


Figura 4.190 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 3.

CASO 4

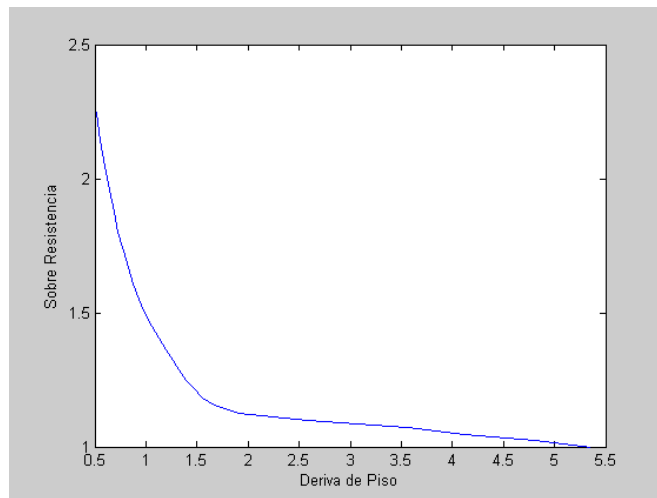


Figura 4.191 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 4.

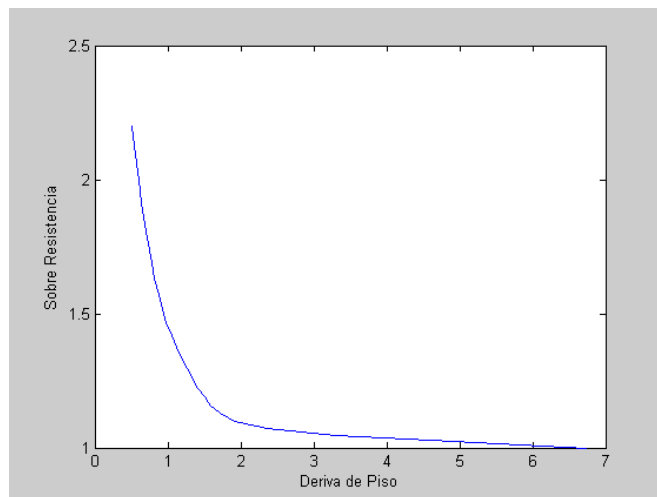


Figura 4.192 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 4.

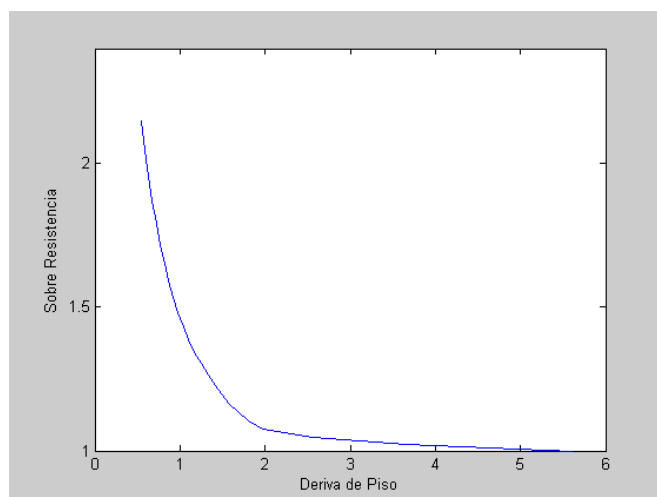


Figura 4.193 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 4.

CASO 5

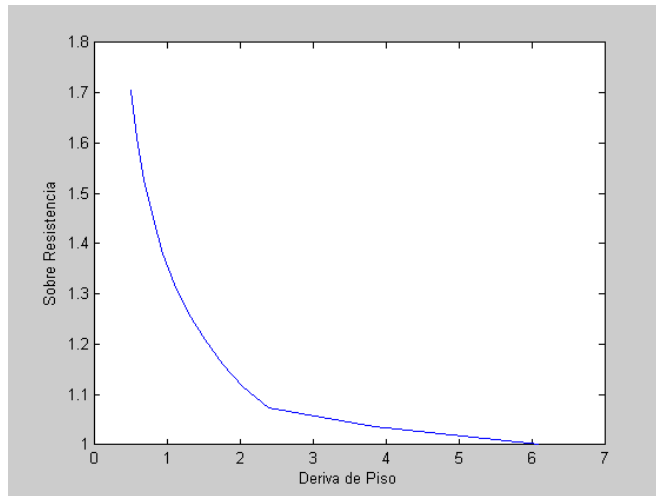


Figura 4.194 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 5.

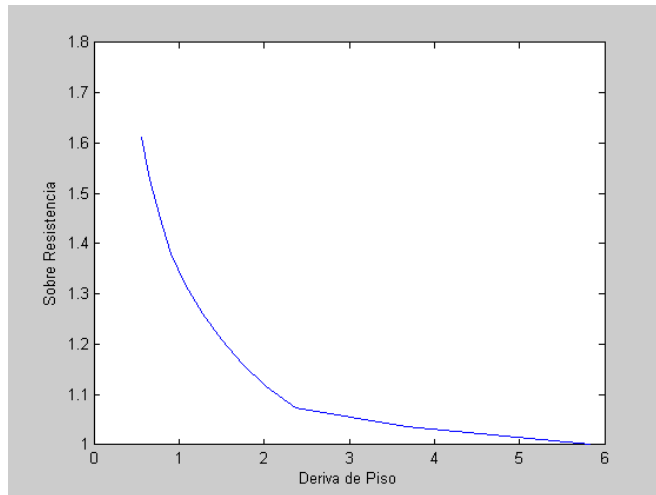


Figura 4.195 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 5.

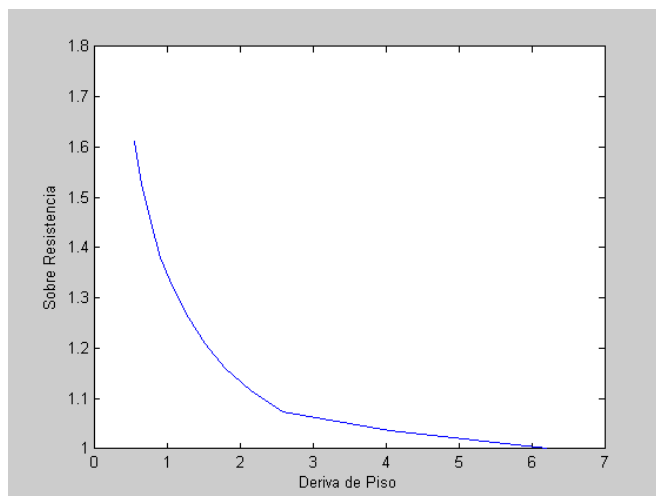


Figura 4.196 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 5.

CASO 6

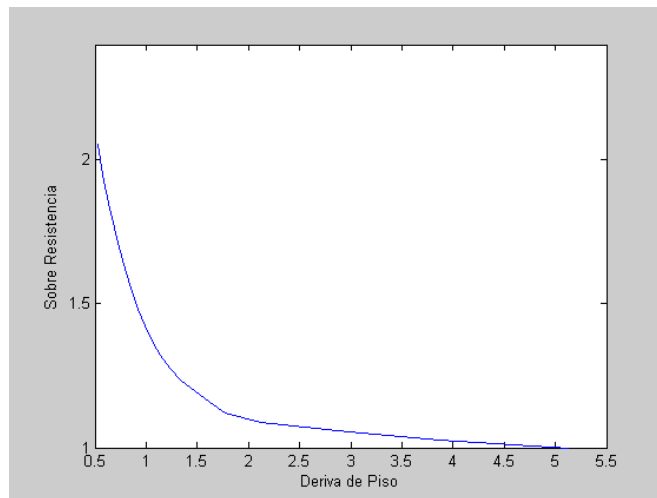


Figura 4.197 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 6.

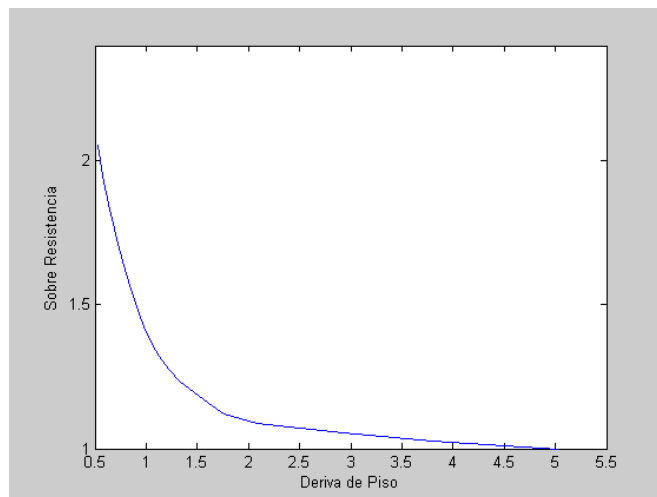


Figura 4.198 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 6.

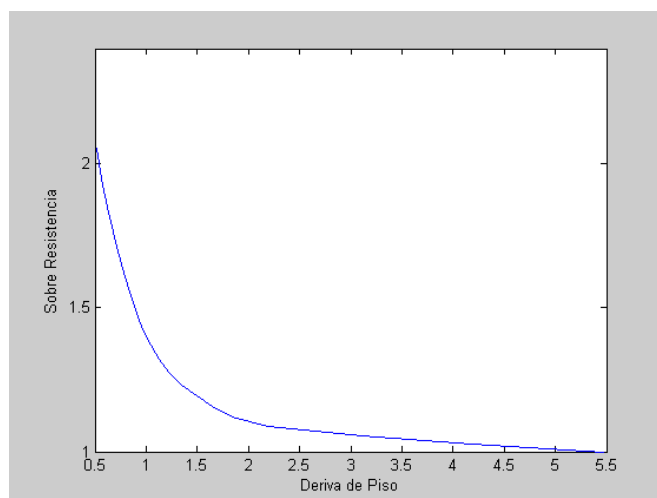


Figura 4.199 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 6.

CASO 7

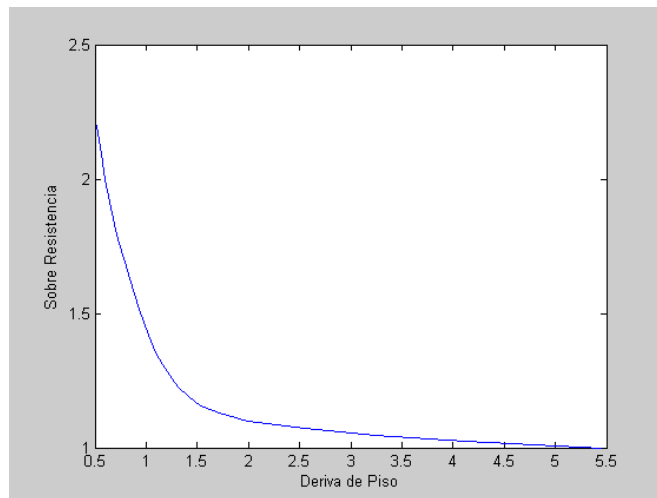


Figura 4.200 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 7.

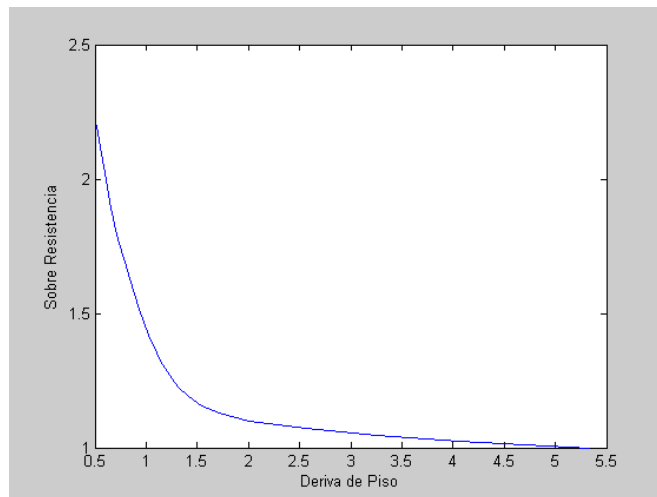


Figura 4.201 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 7.

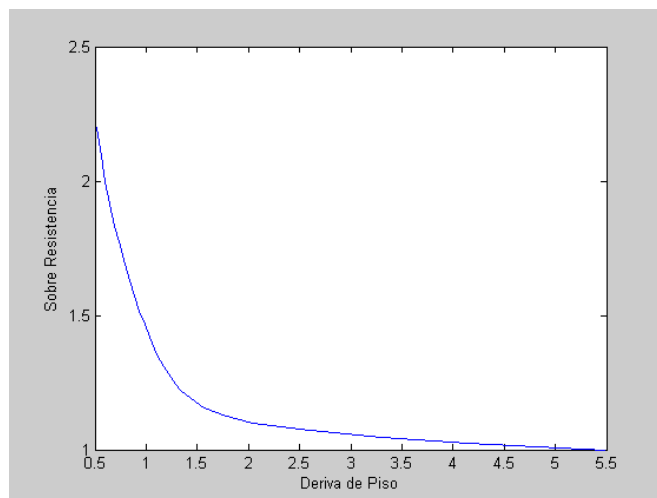


Figura 4.202 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 7.

CASO 8

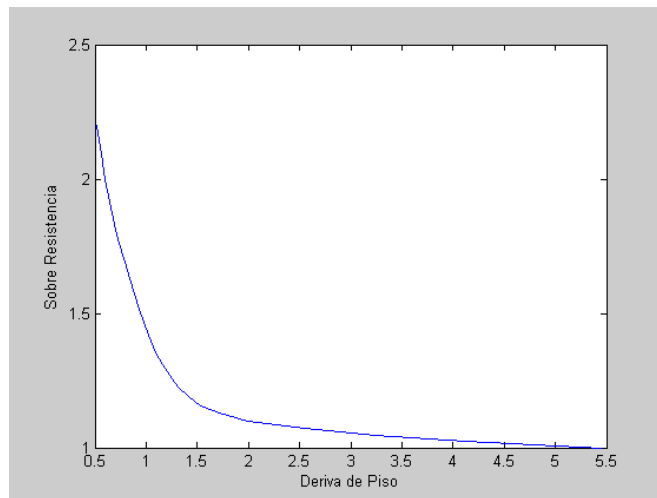


Figura 4.203 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 8.

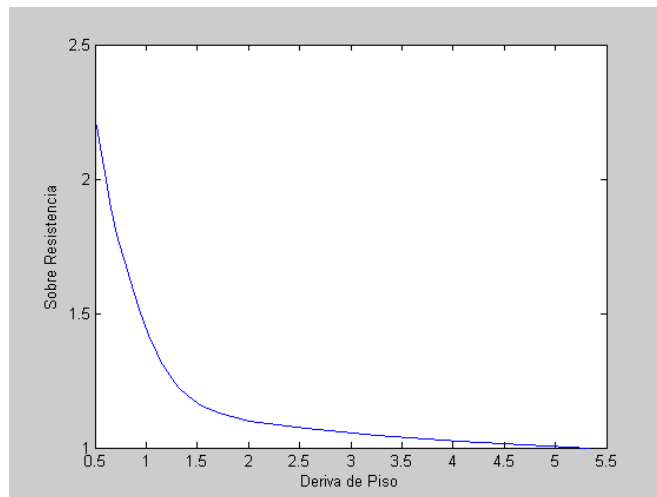


Figura 4.204 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 8.

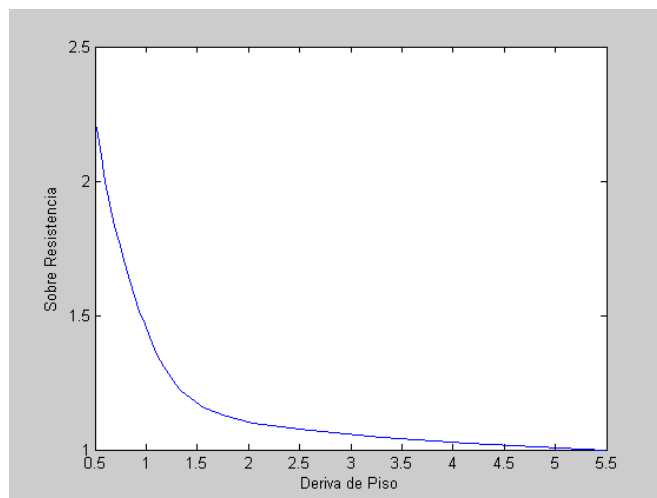


Figura 4.205 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 8.

CASO 9

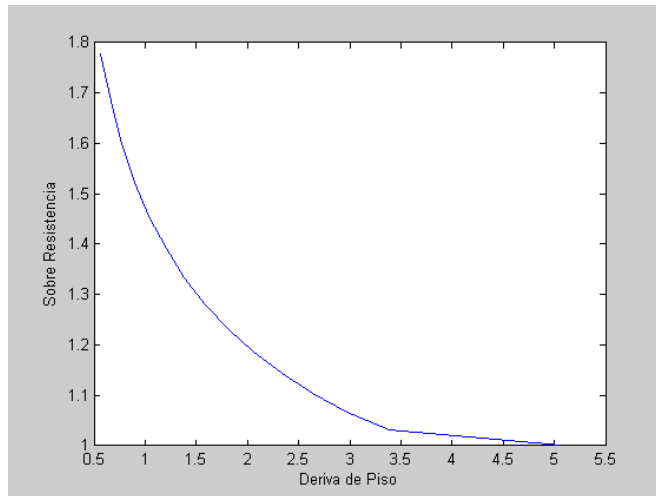


Figura 4.206 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 9.

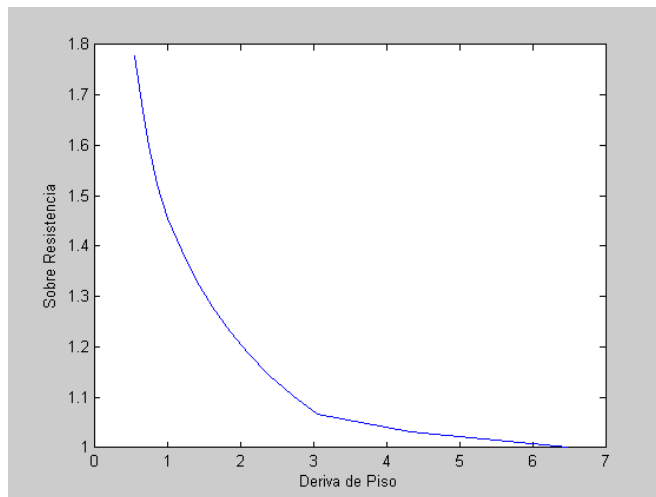


Figura 4.207 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 9.

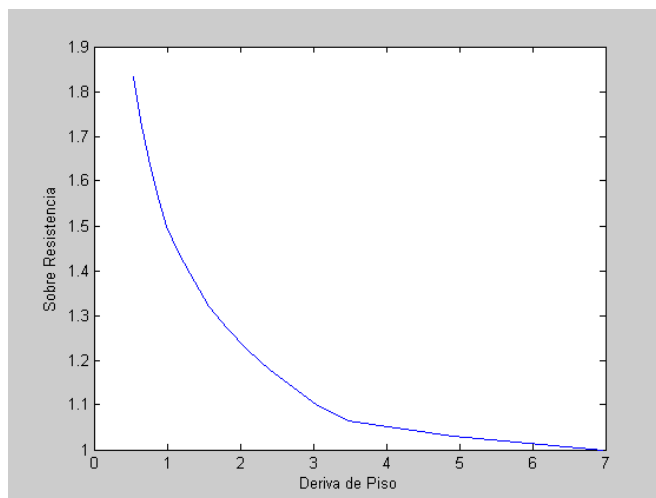


Figura 4.208 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 9.

CASO 10

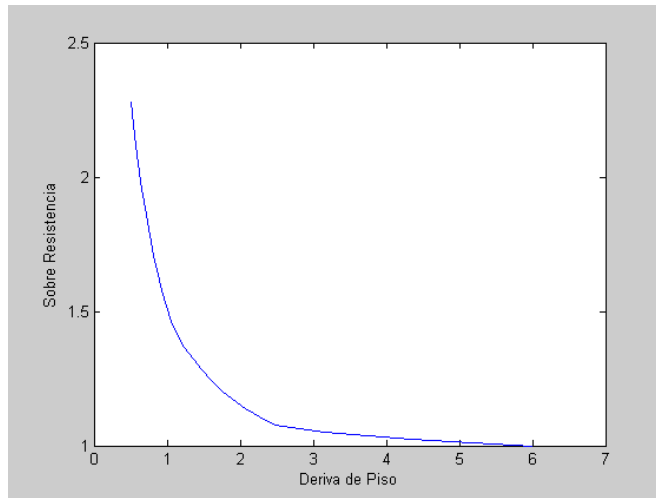


Figura 4.209 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 10.

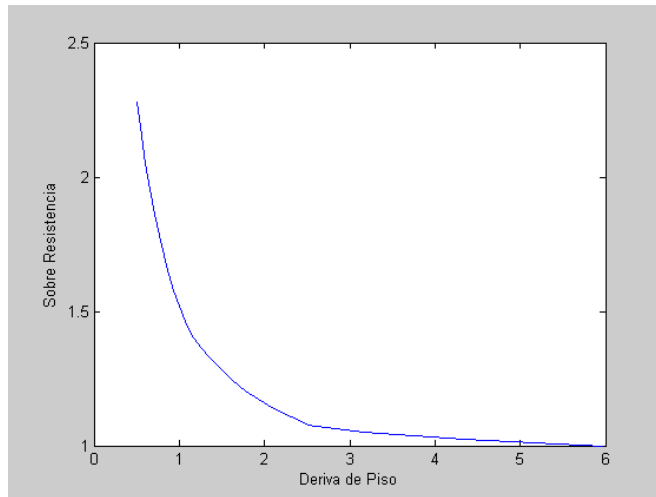


Figura 4.210 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 10.

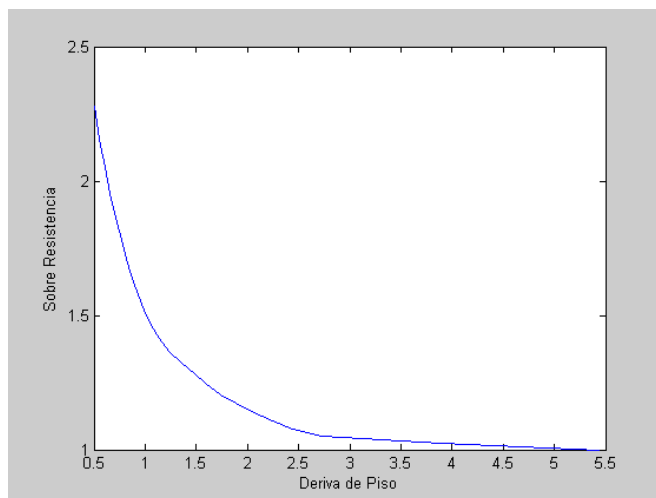


Figura 4.211 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 10.

CASO 11

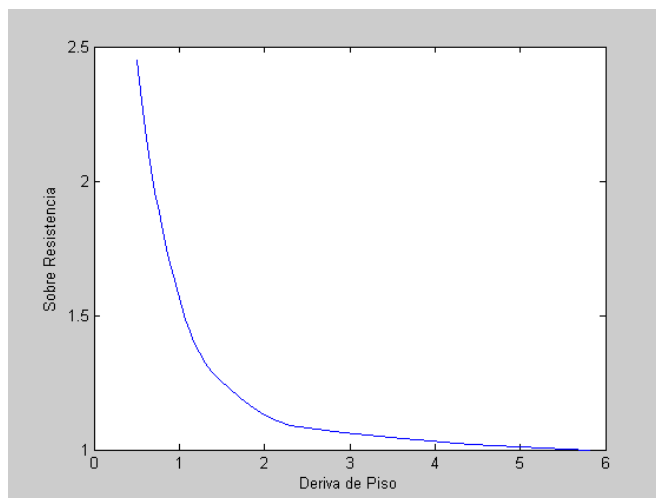


Figura 4.212 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 11.

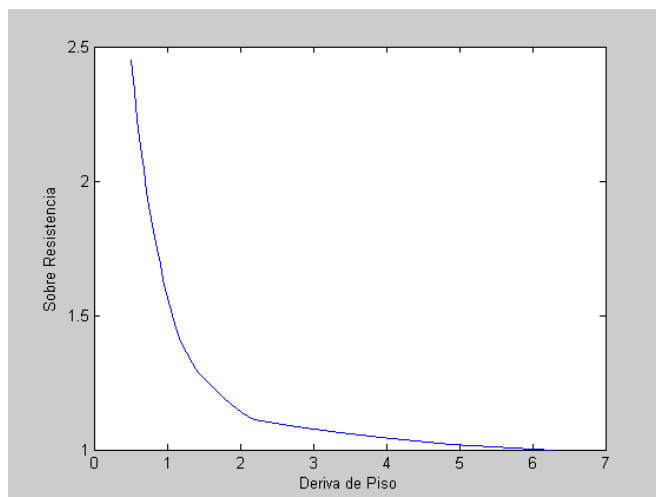


Figura 4.213 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 11.

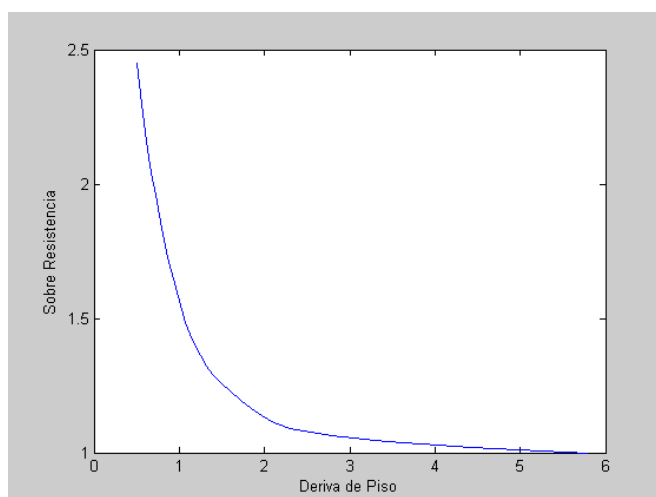


Figura 4.214 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 11.

CASO 12

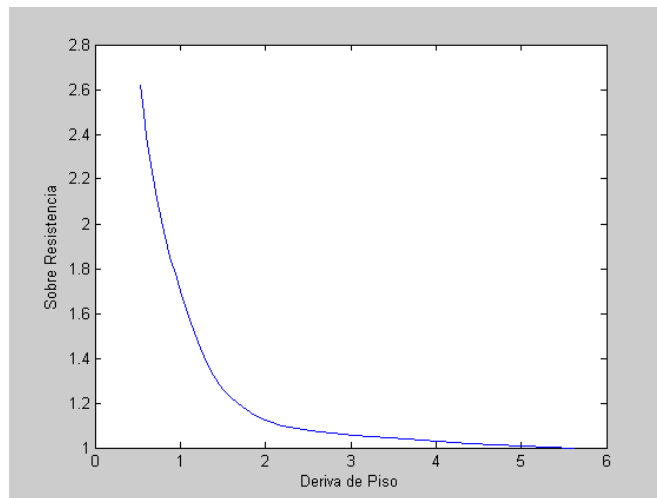


Figura 4.215 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo simple caso 12.

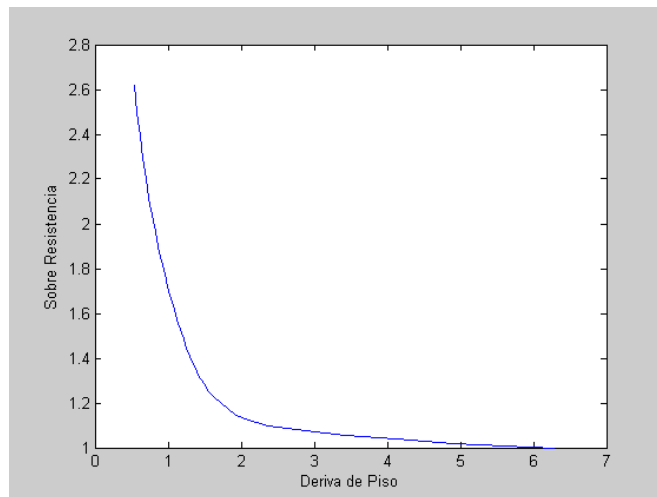


Figura 4.216 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo y gancho caso 12.

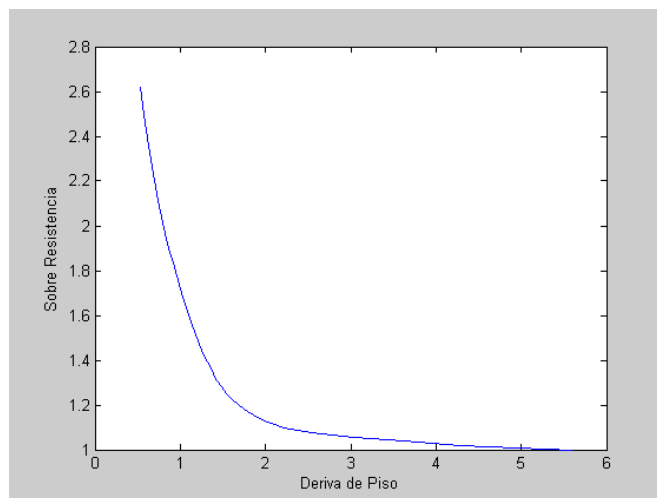


Figura 4.217 Curva de sobre resistencia para 6 pisos estribo doble caso 12.

4.3 VALORES MEDIOS

4.3.4 GRÁFICAS DE LOS VALORES PARA TODOS LOS CASOS ANALIZADOS

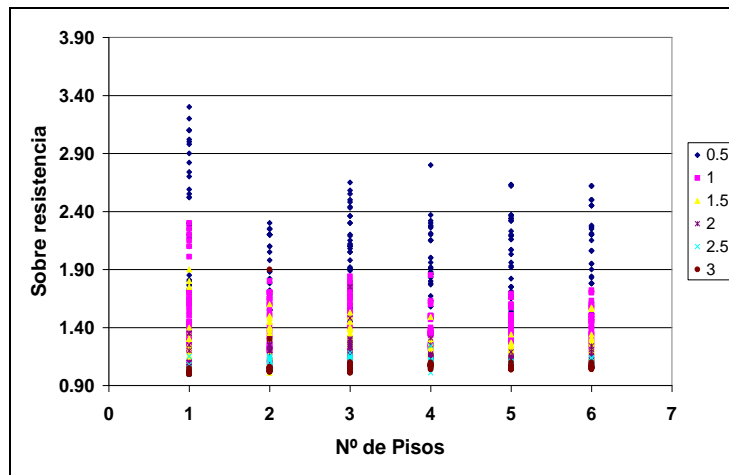


Figura 4.218 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos

4.3.5 GRAFICAS DE VALORES MEDIOS

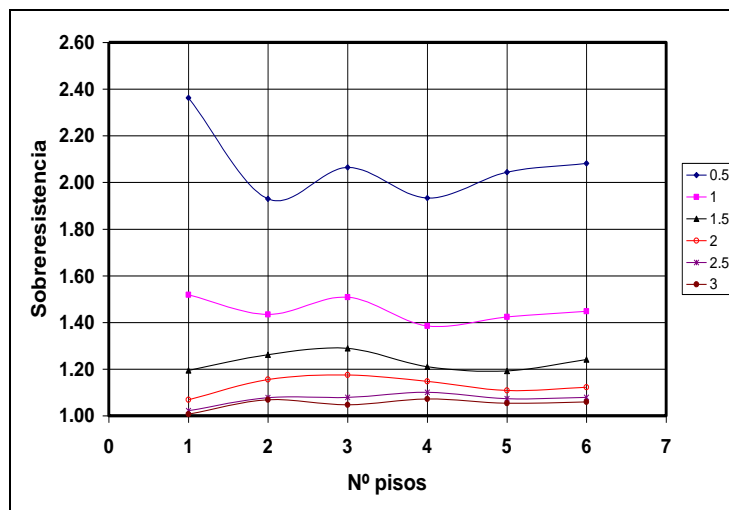


Figura 4.219 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos

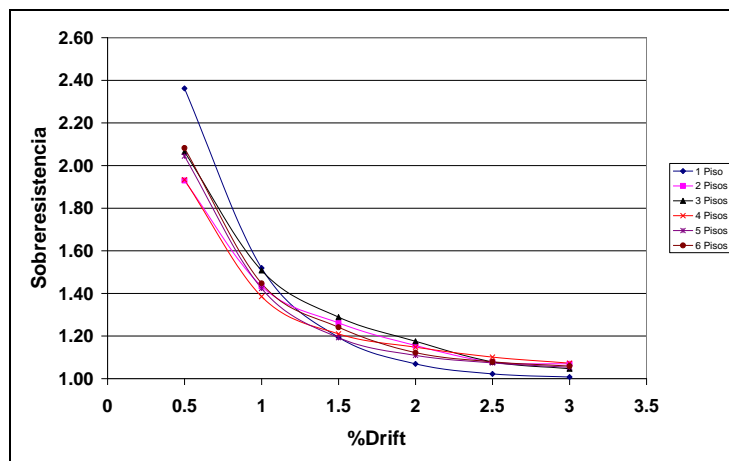


Figura 4.220 Valores medios de sobre resistencia en función del porcentajes de drift o deriva

4.3.6 GRAFICAS DE DIFERENCIANDO CONDICIONES DE REFUERZO TRANSVERSAL

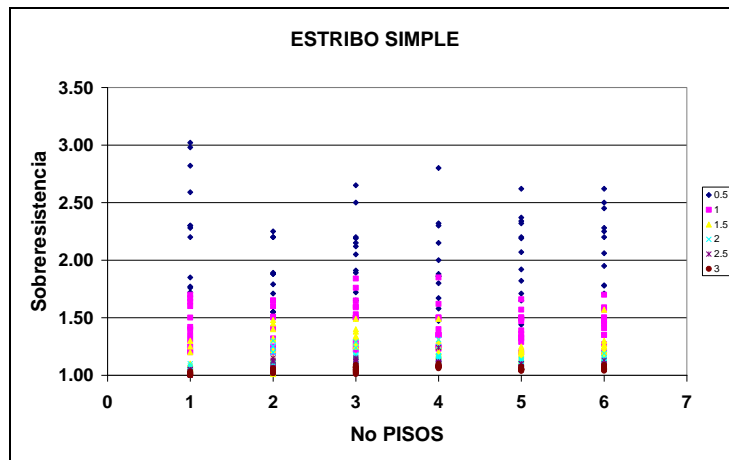


Figura 4.221 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo simple

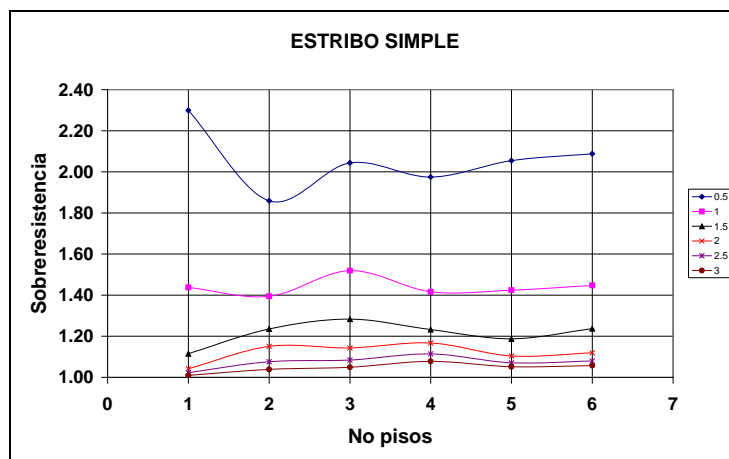


Figura 4.222 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo simple

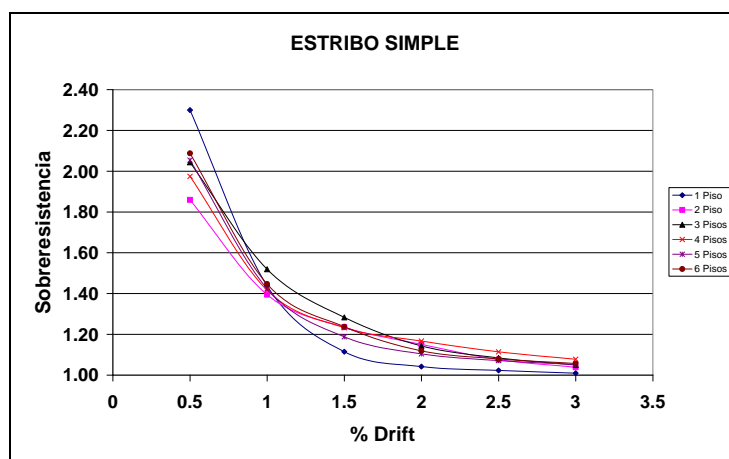


Figura 4.223 Valores medios de sobre resistencia en función del porcentajes de drift o deriva con estribo simple

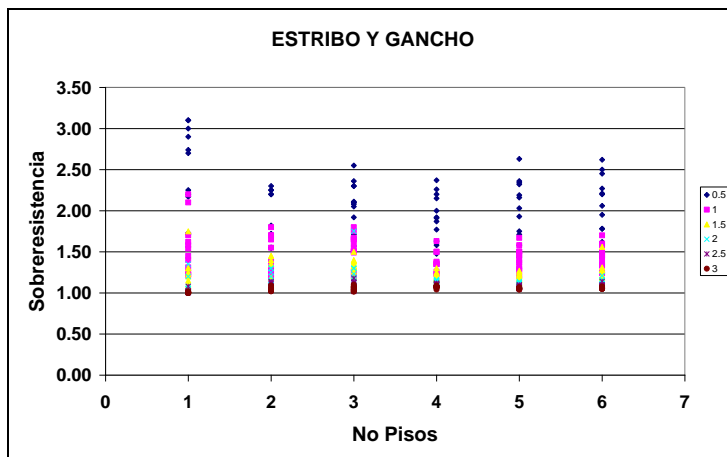


Figura 4.224 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo y gancho

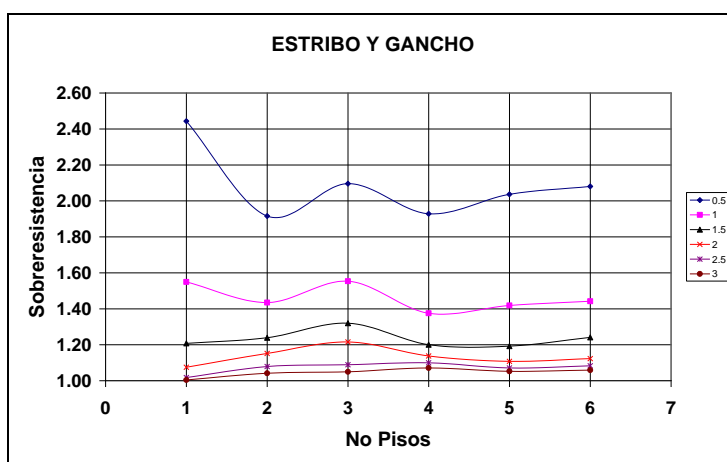


Figura 4.225 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo y gancho

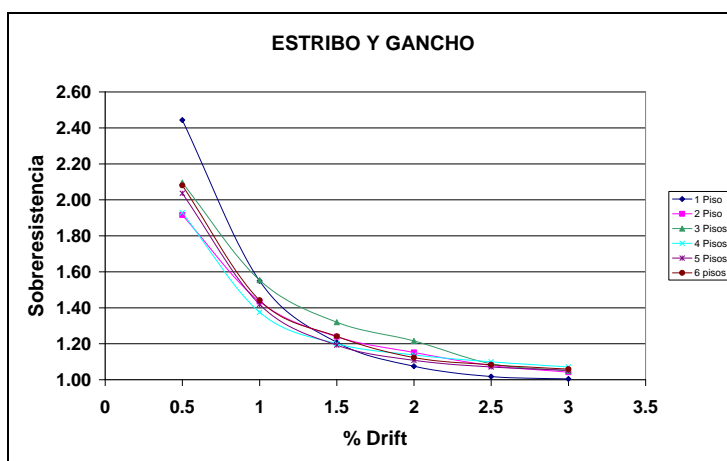


Figura 4.226 Valores medios de sobre resistencia en función del porcentajes de drift o deriva con estribo y gancho

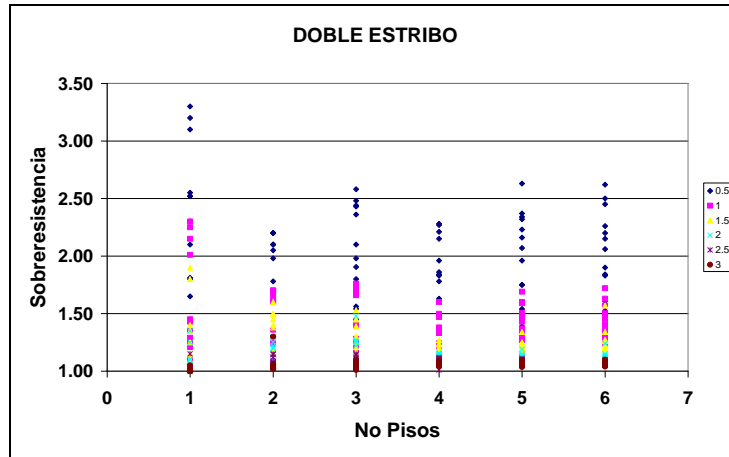


Figura 4.227 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo doble

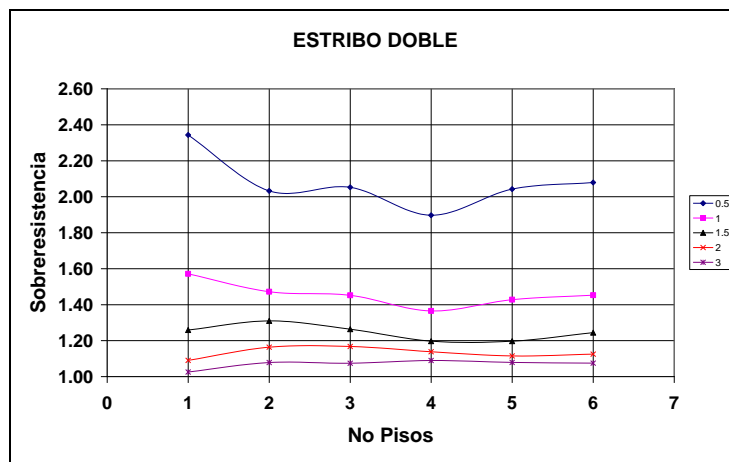


Figura 4.228 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos con estribo doble

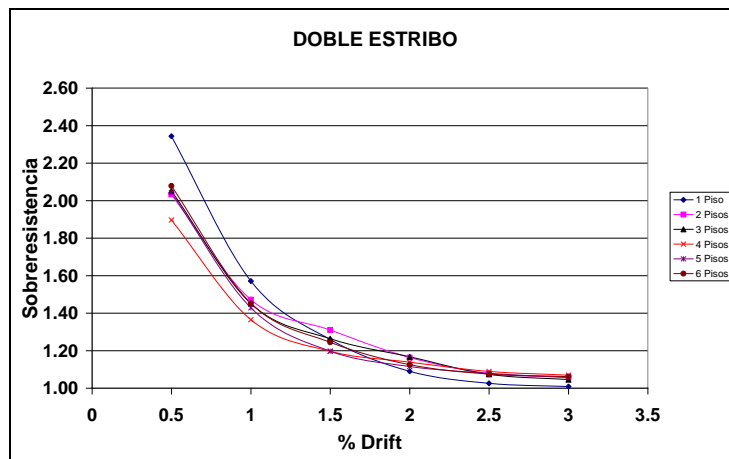


Figura 4.229 Valores medios de sobre resistencia en función del porcentajes de drift o deriva con estribo doble

CAPÍTULO V

RESULTADOS OBTENIDOS CON DEMANDA DE DUCTILIDAD

RESUMEN

En este capítulo se propone otra metodología para obtener la sobre resistencia, en esta ocasión se la relacionará con la demanda de ductilidad de la estructura, para esto primero se debe obtener el modelo bilineal de las curvas de capacidad, para obtener en la recta del rango inelástico los valores de ductilidad.

Luego se presentan tablas donde se tabulan todos los datos correspondientes a los 216 casos que se citaron en el capítulo anterior, y finalmente se muestran las gráficas de valores medios.

5.4 OBTENCIÓN DE PUNTOS PARA MODELO BILINEAL

Con las mismas curvas de capacidad sísmica obtenidas anteriormente se obtiene un modelo bilineal para cada curva, empleando tres criterios; el primero es el de iguales áreas; el segundo mediante una ajuste por mínimos cuadrados y el tercero considerando cuando una sección ingresa al rango no lineal, estos tres criterios se detallan en Aguiar (2002). Con ayuda de estos métodos se determinó el punto de fluencia y se obtuvo un promedio de los tres métodos y con este promedio se trabajó. En la figura 5.1 se presenta la curva de capacidad sísmica y del modelo bilineal.

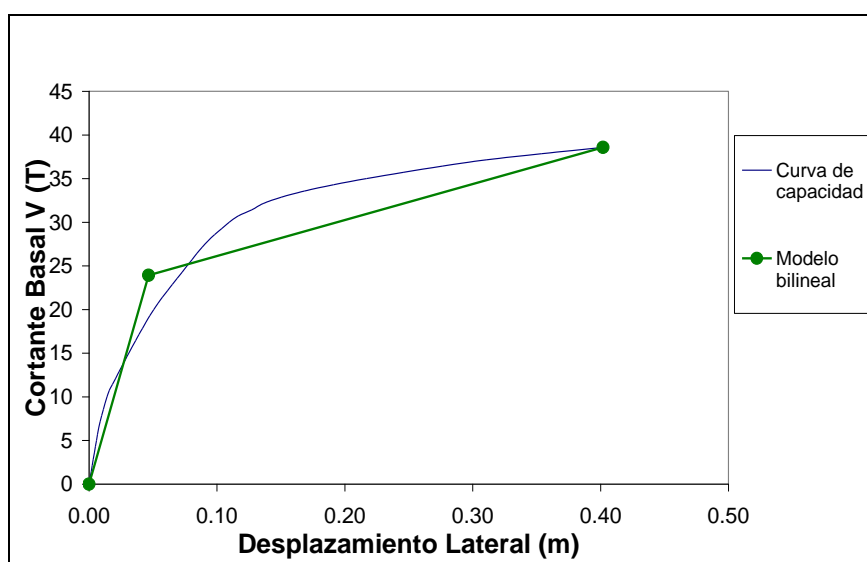


Figura 5.1 Curva de capacidad y modelo bilineal

En el modelo bilineal se determina el punto de fluencia que tiene coordenadas: D_{ty} (desplazamiento a nivel de fluencia) y V_y (cortante de fluencia). El último punto de la curva de capacidad tiene coordenadas D_{tu}, V_U , que son el desplazamiento y el cortante asociados al punto de fallo. Aguiar (2003).

En la curva de capacidad sísmica se hallan los puntos asociados a demandas de ductilidad μ de 2, 3 y 4 como se presenta en la figura 5.2. Sea D_t, V las coordenadas de uno de estos puntos. El desplazamiento D_t se halla con la siguiente ecuación.

$$D_t = \mu D_{ty} \tag{5.1}$$

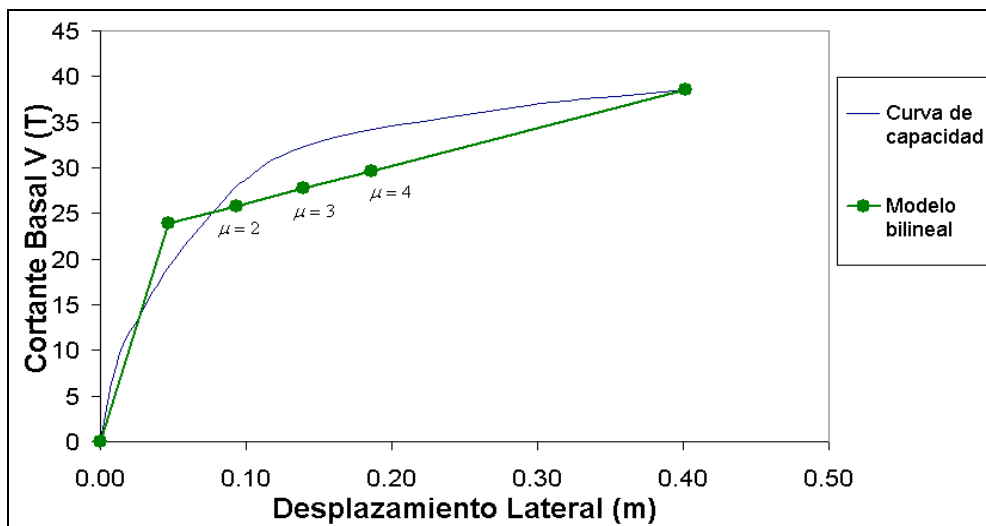


Figura 5.2 Puntos asociados a diferentes demandas de ductilidad en el modelo bilineal

Se halla la sobre resistencia R_s dividiendo el cortante V que está asociado a la ductilidad μ para el cortante V_U .

$$R_s = \frac{V}{V_U} \tag{5.2}$$

5.5 VALORES DE ALFA

La sobre resistencia es función del parámetro α , este parámetro relaciona la rigidez inelástica K_p con respecto a la rigidez elástica K_E .

$$\alpha = \frac{K_p}{K_E} \tag{5.3}$$

$$K_p = \frac{V_U - V_Y}{D_{tu} - D_{ty}} \tag{5.4}$$

$$K_E = \frac{V_Y}{D_{ty}} \tag{5.5}$$

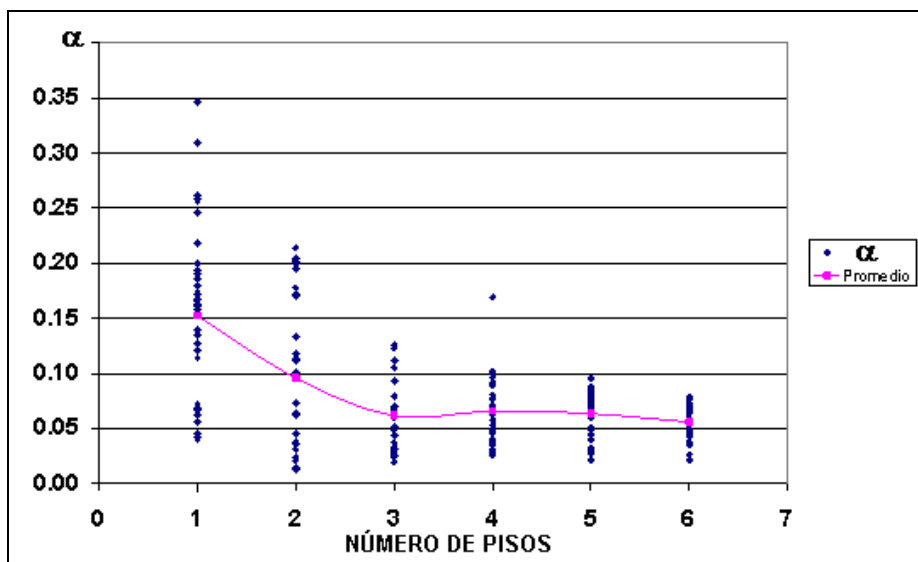


Figura 5.3 Valores del α de las estructuras consideradas en el estudio.

En la figura 5.3 se indican los valores del parámetro α de las estructuras consideradas en el estudio, se aprecia que a medida que aumenta el número de pisos, la dispersión de los valores disminuye. El valor promedio de todos los puntos, es $\alpha = 0.082$.

5.6 GRÁFICAS DE VALORES PARA TODOS LOS CASOS ANALIZADOS

Tabla 5.1 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de un piso

1 PISO ESTRIBO SIMPLE										
			IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
	Vultimo	Dtultimo	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
1P1	4.2142	0.1666	4.0418	0.0317	2.8731	0.0176	1.4286	0.0079	2.7812	0.0191
1P2	4.9290	0.3200	4.7001	0.0373	3.3445	0.0208	1.4286	0.0079	3.1577	0.0220
1P3	4.8675	0.1111	0.0000	0.0000	2.3364	0.0131	1.4160	0.0080	1.8762	0.0106
1P4	5.0010	0.2549	4.8508	0.0404	3.2186	0.0189	1.3939	0.0078	3.1544	0.0224
1P5	3.0980	0.1592	2.9310	0.0436	2.6972	0.0309	2.5813	0.0356	2.7365	0.0367
1P6	3.2001	0.1067	3.0183	0.0401	2.7321	0.0277	2.6329	0.0305	2.7944	0.0328
1P7	3.2155	0.1011	2.9986	0.0388	2.8090	0.0278	2.7140	0.0304	2.8405	0.0323
1P8	3.2450	0.0974	3.0510	0.0378	2.8383	0.0273	2.7435	0.0299	2.8776	0.0317
1P9	3.5105	0.0974	3.4168	0.0480	2.3441	0.0227	2.1240	0.0230	2.6283	0.0312
1P10	4.0120	0.0975	3.9825	0.0475	3.5571	0.0349	3.4220	0.0369	3.6539	0.0398
1P11	5.2215	0.0924	4.7529	0.0391	2.9345	0.0185	2.6845	0.0180	3.4573	0.0252
1P12	5.0150	0.0957	5.0094	0.0551	3.7850	0.0343	3.5990	0.0356	4.1311	0.0417

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
9.7124	145.8654	0.0666	0.0381	2.9664	1.4207	0.0572	3.1515	1.3372	0.0763	3.3367	1.2630
5.9448	143.5333	0.0414	0.0440	3.2885	1.4989	0.0660	3.4193	1.4415	0.0880	3.5501	1.3884
29.7574	177.8389	0.1673	0.0211	2.1901	2.2225	0.0317	2.5041	1.9438	0.0422	2.8180	1.7273
7.9422	141.0328	0.0563	0.0447	3.3321	1.5009	0.0671	3.5097	1.4249	0.0895	3.6874	1.3563
2.9509	74.5640	0.0396	0.0734	2.8448	1.0890	0.1101	2.9531	1.0491	0.1468	3.0614	1.0120
5.4852	85.2828	0.0643	0.0655	2.9742	1.0760	0.0983	3.1539	1.0146	0.1311	3.3336	0.9599
5.4517	87.8515	0.0621	0.0647	3.0168	1.0659	0.0970	3.1931	1.0070	0.1293	3.3693	0.9543
5.5924	90.8716	0.0615	0.0633	3.0547	1.0623	0.0950	3.2318	1.0041	0.1267	3.4089	0.9519
13.3405	84.1505	0.1585	0.0625	3.0450	1.1529	0.0937	3.4616	1.0141	0.1249	3.8783	0.9052
6.2024	91.8826	0.0675	0.0795	3.9005	1.0286	0.1193	4.1472	0.9674	0.1591	4.3938	0.9131
26.2612	137.1944	0.1914	0.0504	4.1191	1.2676	0.0756	4.7809	1.0922	0.1008	5.4426	0.9594
16.3578	99.1472	0.1650	0.0833	4.8127	1.0420	0.1250	5.4943	0.9128	0.1667	6.1759	0.8120

1 PISO ESTRIBO Y GANCHO

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
1P1	4.1890	0.0991	4.1658	0.0353	2.2153	0.0119	1.3865	0.0075	2.5892	0.0182
1P2	5.0714	0.1012	0	0.0000	2.7744	0.0166	1.3579	0.0072	2.0662	0.0119
1P3	3.1801	0.0900	1.5739	0.0230	1.8301	0.0177	1.8998	0.0230	1.7679	0.0212
1P4	2.2715	0.0971	2.0658	0.0304	2.0007	0.0192	1.9411	0.0234	2.0025	0.0243
1P5	3.2008	0.0908	3.031	0.0463	2.5581	0.0295	2.5296	0.0357	2.7062	0.0372
1P6	3.9235	0.0947	3.5933	0.0488	2.6107	0.0278	2.7435	0.0336	2.9825	0.0367
1P7	4.1005	0.0998	3.8304	0.0492	2.6323	0.0267	2.8025	0.0325	3.0884	0.0361
1P8	5.7820	0.0903	4.9138	0.0401	1.6742	0.0096	1.9175	0.0125	2.8352	0.0207
1P9	3.4810	0.0904	3.4389	0.0499	2.3282	0.0232	2.1240	0.0238	2.6304	0.0323
1P10	3.9825	0.0912	3.9287	0.0480	3.5972	0.0363	3.5105	0.0394	3.6788	0.0412
1P11	5.3100	0.1014	4.8148	0.0393	2.9968	0.0190	2.6550	0.0177	3.4889	0.0253
1P12	4.9560	0.0908	4.9413	0.0549	3.9070	0.0362	3.7465	0.0382	4.1983	0.0431

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
19.7834	142.0037	0.1393	0.0365	2.9499	1.4200	0.0547	3.3106	1.2653	0.0729	3.6714	1.1410
33.6402	173.6261	0.1938	0.0238	2.4665	2.0562	0.0357	2.8668	1.7690	0.0476	3.2671	1.5523
20.5291	83.2622	0.2466	0.0425	2.2038	1.4430	0.0637	2.6397	1.2047	0.0849	3.0756	1.0340
3.6961	82.2959	0.0449	0.0487	2.0925	1.0856	0.0730	2.1824	1.0408	0.0973	2.2723	0.9996
9.2164	72.8135	0.1266	0.0743	3.0488	1.0498	0.1115	3.3913	0.9438	0.1487	3.7339	0.8572
16.2293	81.1933	0.1999	0.0735	3.5787	1.0964	0.1102	4.1748	0.9398	0.1469	4.7710	0.8224
15.8971	85.4723	0.1860	0.0723	3.6628	1.1195	0.1084	4.2372	0.9677	0.1445	4.8116	0.8522
42.3690	136.7444	0.3098	0.0415	3.7136	1.5570	0.0622	4.5921	1.2591	0.0829	5.4705	1.0569
14.6446	81.4355	0.1798	0.0646	3.1034	1.1217	0.0969	3.5764	0.9733	0.1292	4.0494	0.8596
6.0745	89.2191	0.0681	0.0825	3.9293	1.0135	0.1237	4.1797	0.9528	0.1649	4.4302	0.8989
23.9501	137.7184	0.1739	0.0507	4.0956	1.2965	0.0760	4.7023	1.1292	0.1013	5.3091	1.0002
15.8957	97.4076	0.1632	0.0862	4.8834	1.0149	0.1293	5.5685	0.8900	0.1724	6.2536	0.7925

1 PISO ESTRIBO DOBLE

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
1P1	3.8940	0.0948	3.5737	0.0274	2.1472	0.0102	1.2980	0.0062	2.3396	0.0146
1P2	4.8675	0.0962	4.8073	0.0380	2.0094	0.0099	1.2980	0.0064	2.7049	0.0181
1P3	4.9560	0.2317	4.4261	0.0645	2.1531	0.0198	1.8172	0.0240	2.7988	0.0361
1P4	5.4723	0.1750	5.0746	0.0388	3.1693	0.0167	1.2906	0.0063	3.1782	0.0206
1P5	2.8394	0.0962	2.8118	0.0456	2.1283	0.0230	1.9618	0.0253	2.3006	0.0313
1P6	5.2215	0.0952	4.3842	0.0350	2.0429	0.0111	1.8585	0.0115	2.7619	0.0192
1P7	4.1890	0.0927	3.2620	0.0420	2.5113	0.0258	2.8910	0.0345	2.8881	0.0341
1P8	6.0180	0.0930	5.1787	0.0415	1.6377	0.0089	1.8585	0.0116	2.8916	0.0207
1P9	3.3925	0.0923	3.3379	0.0486	2.3400	0.0239	2.1535	0.0250	2.6105	0.0325
1P10	3.9235	0.0977	3.8958	0.0456	3.4468	0.0334	3.3335	0.0362	3.5587	0.0384
1P11	5.0445	0.1008	4.6650	0.0376	3.0244	0.0188	2.5370	0.0165	3.4088	0.0243
1P12	5.0445	0.0923	4.381	0.0477	3.3997	0.0306	3.5105	0.0351	3.7637	0.0378

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
19.3804	160.2489	0.1209	0.0292	2.6226	1.4848	0.0438	2.9055	1.3402	0.0584	3.1885	1.2213
27.6905	126.5079	0.2189	0.0362	3.2061	1.5182	0.0543	3.7073	1.3130	0.0724	4.2085	1.1566
11.0277	68.6217	0.1607	0.0722	3.1969	1.5503	0.1083	3.5950	1.3786	0.1444	3.9931	1.2411
14.8607	130.7887	0.1136	0.0412	3.4843	1.5705	0.0618	3.7904	1.4437	0.0824	4.0966	1.3358
8.3070	61.6623	0.1347	0.0626	2.5606	1.1089	0.0939	2.8207	1.0066	0.1252	3.0807	0.9217
32.3440	125.2629	0.2582	0.0384	3.3829	1.5435	0.0576	4.0039	1.3041	0.0768	4.6249	1.1290
22.1989	84.6950	0.2621	0.0682	3.6451	1.1492	0.1023	4.4021	0.9516	0.1364	5.1590	0.8120
43.2468	124.7880	0.3466	0.0413	3.7854	1.5898	0.0620	4.6792	1.2861	0.0827	5.5729	1.0799
13.0696	68.6811	0.1903	0.0650	3.0352	1.1177	0.0975	3.4600	0.9805	0.1300	3.8848	0.8733
6.1546	85.4342	0.0720	0.0768	3.7950	1.0339	0.1152	4.0314	0.9732	0.1536	4.2677	0.9193
21.3923	124.0691	0.1724	0.0486	3.9286	1.2840	0.0729	4.4485	1.1340	0.0972	4.9683	1.0153
23.5020	91.8449	0.2559	0.0756	4.6521	1.0843	0.1134	5.5405	0.9105	0.1512	6.4289	0.7847

Tabla 5.2 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de dos pisos

2 PISOS ESTRIBO SIMPLE										
			<i>IGUAL ÁREAS</i>		<i>MÍNIMOS CUADRADOS</i>		<i>1º PTO. RANGO NO LINEAL</i>		<i>PROMEDIO</i>	
	Vultimo	Dtultimo	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
2P1	5.8880	0.4185	5.0951	0.0311	4.3712	0.0249	3.6800	0.0262	4.3821	0.0274
2P2	5.8880	0.3331	4.8705	0.0294	4.5864	0.0274	3.6800	0.0250	4.3790	0.0273
2P3	5.5200	0.2141	5.0668	0.0282	4.2359	0.0221	3.6800	0.0241	4.3276	0.0248
2P4	5.5200	0.2061	4.9897	0.0271	4.2608	0.0217	3.6800	0.0232	4.3102	0.0240
2P5	6.7160	0.2106	5.8529	0.0432	5.2019	0.0372	4.9680	0.0432	5.3409	0.0412
2P6	8.0040	0.2118	6.8874	0.0333	5.4877	0.0239	4.0480	0.0179	5.4744	0.0250
2P7	7.9120	0.1873	5.2776	0.0252	4.2682	0.0205	4.1400	0.0286	4.5619	0.0248
2P8	7.9120	0.1888	5.2706	0.0262	4.3324	0.0224	4.2320	0.0313	4.6117	0.0266
2P9	8.4640	0.1804	6.3545	0.0323	5.1756	0.0279	4.7104	0.0334	5.4135	0.0312
2P10	9.7152	0.1806	6.5215	0.0432	5.8244	0.0406	5.7408	0.0497	6.0289	0.0445
2P11	10.0096	0.1800	6.2846	0.0379	5.7596	0.0379	5.7408	0.0477	5.9283	0.0412
2P12	10.0832	0.1809	6.3371	0.0399	5.7124	0.0386	5.7408	0.0486	5.9301	0.0424

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
3.8500	159.9307	0.0241	0.0548	4.4876	1.3121	0.0822	4.5931	1.2819	0.1096	4.6986	1.2531
4.9336	160.5978	0.0307	0.0545	4.5135	1.3045	0.0818	4.6480	1.2668	0.1091	4.7825	1.2311
6.2975	174.4987	0.0361	0.0496	4.4837	1.2311	0.0744	4.6399	1.1897	0.0992	4.7961	1.1509
6.6442	179.5903	0.0370	0.0480	4.4696	1.2350	0.0720	4.6291	1.1925	0.0960	4.7886	1.1527
8.1181	129.6343	0.0626	0.0824	5.6754	1.1834	0.1236	6.0099	1.1175	0.1648	6.3443	1.0586
13.5443	218.6831	0.0619	0.0501	5.8134	1.3768	0.0751	6.1525	1.3009	0.1001	6.4915	1.2330
20.6179	184.1965	0.1119	0.0495	5.0726	1.5598	0.0743	5.5832	1.4171	0.0991	6.0938	1.2984
20.3501	173.1539	0.1175	0.0533	5.1537	1.5352	0.0799	5.6956	1.3891	0.1065	6.2376	1.2684
20.4475	173.5096	0.1178	0.0624	6.0515	1.3987	0.0936	6.6894	1.2653	0.1248	7.3274	1.1551
27.0858	135.4809	0.1999	0.0890	7.2342	1.3430	0.1335	8.4395	1.1512	0.1780	9.6449	1.0073
29.3867	144.0081	0.2041	0.0823	7.1381	1.4023	0.1235	8.3478	1.1991	0.1647	9.5576	1.0473
29.9899	139.9709	0.2143	0.0847	7.2007	1.4003	0.1271	8.4712	1.1903	0.1695	9.7418	1.0350

2 PISOS ESTRIBO Y GANCHO

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
2P1	6.9920	0.2694	5.5086	0.0412	3.9072	0.0252	3.6800	0.0282	4.3653	0.0315
2P2	7.6053	0.1864	5.8147	0.0421	3.5990	0.0229	3.7413	0.0283	4.3850	0.0311
2P3	7.9733	0.2608	7.0348	0.0486	4.9456	0.0311	3.8027	0.0271	5.2610	0.0356
2P4	7.4827	0.2029	6.6654	0.0448	4.5177	0.0267	3.8027	0.0264	4.9953	0.0326
2P5	6.5627	0.1906	5.7486	0.0425	5.2454	0.0378	5.0970	0.0446	5.3637	0.0416
2P6	7.9120	0.1867	6.5847	0.0318	5.2933	0.0228	4.0480	0.0179	5.3087	0.0242
2P7	7.9120	0.1984	5.1372	0.0240	4.1130	0.0172	3.8640	0.0221	4.3714	0.0211
2P8	7.8016	0.1802	4.9826	0.0238	4.0246	0.0177	3.9008	0.0238	4.3027	0.0218
2P9	8.3168	0.1913	6.2418	0.0302	5.2630	0.0274	4.7840	0.0336	5.4296	0.0304
2P10	9.6416	0.1821	6.4636	0.0438	5.8921	0.0428	5.9616	0.0543	6.1058	0.0470
2P11	9.8624	0.1832	6.2515	0.0370	5.8374	0.0396	5.8880	0.0510	5.9923	0.0425
2P12	10.0096	0.1878	6.3157	0.0392	5.8024	0.0404	5.8880	0.0520	6.0020	0.0439

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
11.0407	138.4334	0.0798	0.0631	4.7134	1.4834	0.0946	5.0616	1.3814	0.1261	5.4097	1.2925
20.7341	140.9968	0.1471	0.0622	5.0298	1.5120	0.0933	5.6747	1.3402	0.1244	6.3195	1.2035
12.0447	147.7818	0.0815	0.0712	5.6898	1.4013	0.1068	6.1186	1.3031	0.1424	6.5474	1.2178
14.6126	153.0725	0.0955	0.0653	5.4721	1.3674	0.0979	5.9490	1.2578	0.1305	6.4258	1.1645
8.0489	128.8311	0.0625	0.0833	5.6988	1.1516	0.1249	6.0339	1.0876	0.1665	6.3690	1.0304
16.0138	219.6690	0.0729	0.0483	5.6957	1.3891	0.0725	6.0827	1.3007	0.0967	6.4697	1.2229
19.9733	207.1754	0.0964	0.0422	4.7928	1.6508	0.0633	5.2143	1.5174	0.0844	5.6357	1.4039
22.0789	197.6723	0.1117	0.0435	4.7832	1.6310	0.0653	5.2638	1.4821	0.0871	5.7444	1.3581
17.9431	178.6053	0.1005	0.0608	5.9751	1.3919	0.0912	6.5205	1.2755	0.1216	7.0660	1.1770
26.1634	130.0021	0.2013	0.0939	7.3346	1.3145	0.1409	8.5634	1.1259	0.1879	9.7922	0.9846
27.5049	140.8848	0.1952	0.0851	7.1622	1.3770	0.1276	8.3321	1.1837	0.1701	9.5019	1.0379
27.8368	136.8245	0.2034	0.0877	7.2231	1.3858	0.1316	8.4443	1.1854	0.1755	9.6654	1.0356

2 PISOS ESTRIBO DOBLE

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
2P1	7.0533	0.2457	4.4608	0.0226	3.8852	0.0203	3.3120	0.0226	3.8860	0.0218
2P2	7.9120	0.1903	5.6824	0.0400	3.2763	0.0202	3.6187	0.0272	4.1925	0.0291
2P3	8.3413	0.1985	5.6456	0.0382	3.3421	0.0197	3.6800	0.0264	4.2226	0.0281
2P4	8.7093	0.1939	5.6314	0.0369	3.2308	0.0186	3.6800	0.0258	4.1807	0.0271
2P5	6.6240	0.1950	5.7944	0.0430	5.2467	0.0375	5.0600	0.0446	5.3670	0.0417
2P6	9.2000	0.1987	6.5403	0.0312	4.5362	0.0195	3.5880	0.0170	4.8882	0.0226
2P7	9.5680	0.2024	6.9727	0.0326	4.7071	0.0195	3.6800	0.0169	5.1199	0.0230
2P8	9.7888	0.1870	6.8792	0.0330	4.5297	0.0189	3.6064	0.0168	5.0051	0.0229
2P9	8.2432	0.1850	6.3557	0.0308	5.3619	0.0268	4.9312	0.0331	5.5496	0.0302
2P10	9.4944	0.1806	5.9850	0.0318	5.4850	0.0329	5.3728	0.0422	5.6143	0.0356
2P11	9.9360	0.1857	5.9013	0.0296	5.4482	0.0306	5.3728	0.0400	5.5741	0.0334
2P12	10.0096	0.1871	6.0987	0.0316	5.4567	0.0319	5.4464	0.0420	5.6673	0.0352

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
14.1506	177.9847	0.0795	0.0437	4.1950	1.6814	0.0655	4.5039	1.5660	0.0873	4.8129	1.4655
23.0778	143.9062	0.1604	0.0583	4.8648	1.6264	0.0874	5.5371	1.4289	0.1165	6.2095	1.2742
24.1722	150.2693	0.1609	0.0562	4.9018	1.7017	0.0843	5.5810	1.4946	0.1124	6.2603	1.3324
27.1518	154.2706	0.1760	0.0542	4.9165	1.7714	0.0813	5.6524	1.5408	0.1084	6.3882	1.3634
8.2011	128.7058	0.0637	0.0834	5.7090	1.1603	0.1251	6.0510	1.0947	0.1668	6.3930	1.0361
24.4872	216.6100	0.1130	0.0451	5.4408	1.6909	0.0677	5.9934	1.5350	0.0903	6.5459	1.4054
24.7907	222.6058	0.1114	0.0460	5.6901	1.6815	0.0690	6.2603	1.5284	0.0920	6.8305	1.4008
29.1424	218.5633	0.1333	0.0458	5.6725	1.7257	0.0687	6.3398	1.5440	0.0916	7.0072	1.3970
17.4044	183.5590	0.0948	0.0605	6.0758	1.3567	0.0907	6.6020	1.2486	0.1209	7.1282	1.1564
26.7605	157.5566	0.1698	0.0713	6.5678	1.4456	0.1069	7.5214	1.2623	0.1425	8.4750	1.1203
28.6387	166.8892	0.1716	0.0668	6.5306	1.5214	0.1002	7.4872	1.3271	0.1336	8.4437	1.1767
28.5835	161.1545	0.1774	0.0703	6.6725	1.5001	0.1055	7.6776	1.3037	0.1407	8.6828	1.1528

Tabla 5.3 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de tres pisos

3 PISO ESTRIBO SIMPLE										
			IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
	Vultimo	Dtultimo	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
3P1	9.0436	0.2817	7.1578	0.0272	6.6638	0.0297	6.1140	0.0370	6.6452	0.0313
3P2	12.4828	0.3411	8.8180	0.0359	7.2061	0.0325	6.3688	0.0375	7.4643	0.0353
3P3	13.6291	0.2989	9.5961	0.0372	7.5759	0.0303	6.8783	0.0344	8.0168	0.0340
3P4	16.4314	0.3337	9.5559	0.0382	7.8415	0.0334	6.7509	0.0367	8.0494	0.0361
3P5	11.9733	0.2777	9.3712	0.0294	8.0206	0.0264	6.7509	0.0294	8.0476	0.0284
3P6	14.6481	0.2736	10.0930	0.0362	8.6854	0.0377	7.6425	0.0429	8.8070	0.0389
3P7	15.1576	0.2729	10.5019	0.0371	8.6267	0.0348	7.5151	0.0398	8.8812	0.0372
3P8	15.2850	0.2821	10.7726	0.0377	8.8127	0.0370	7.6425	0.0418	9.0759	0.0388
3P9	13.3744	0.2804	10.4908	0.0332	8.9513	0.0308	6.8783	0.0279	8.7735	0.0306
3P10	16.5588	0.2750	13.1370	0.0639	11.6829	0.0604	10.6995	0.0650	11.8398	0.0631
3P11	18.8515	0.2876	13.8720	0.0650	11.6428	0.0588	10.6995	0.0639	12.0714	0.0626
3P12	19.4884	0.2798	13.8208	0.0653	11.6038	0.0588	10.6995	0.0641	12.0414	0.0627

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
7.4110	263.1544	0.0282	0.0626	6.9450	1.3022	0.0939	7.2449	1.2483	0.1252	7.5447	1.1987
12.0071	245.6267	0.0489	0.0706	8.0436	1.5519	0.1059	8.6229	1.4476	0.1412	9.2021	1.3565
15.4101	257.9597	0.0597	0.0679	8.7363	1.5601	0.1019	9.4558	1.4414	0.1359	10.1753	1.3394
23.2644	250.1545	0.0930	0.0722	9.0661	1.8124	0.1083	10.0827	1.6297	0.1444	11.0993	1.4804
10.4786	318.7483	0.0329	0.0568	8.4947	1.4095	0.0852	8.9419	1.3390	0.1136	9.3891	1.2752
19.1847	278.8122	0.0688	0.0779	9.7759	1.4984	0.1168	10.7449	1.3633	0.1557	11.7138	1.2505
19.7420	283.0701	0.0697	0.0745	9.8727	1.5353	0.1117	10.8642	1.3952	0.1489	11.8557	1.2785
18.4606	285.7454	0.0646	0.0777	10.0670	1.5183	0.1165	11.0580	1.3823	0.1553	12.0490	1.2686
11.6642	315.9880	0.0369	0.0613	9.3377	1.4323	0.0919	9.9020	1.3507	0.1225	10.4662	1.2779
16.2088	205.5869	0.0788	0.1262	13.2450	1.2502	0.1893	14.6502	1.1303	0.2524	16.0554	1.0314
22.3685	213.4154	0.1048	0.1251	13.9564	1.3507	0.1877	15.8414	1.1900	0.2503	17.7264	1.0635
26.4208	211.6508	0.1248	0.1255	14.1935	1.3731	0.1882	16.3456	1.1923	0.2509	18.4977	1.0536

3 PISO ESTRIBO Y GANCHO

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
3P1	9.2984	0.3035	7.4131	0.0264	6.6300	0.0278	6.2414	0.0366	6.7615	0.0303
3P2	12.6101	0.3346	9.3015	0.0365	7.3043	0.0318	6.3688	0.0365	7.6582	0.0349
3P3	14.3934	0.3021	11.0201	0.0430	7.2926	0.0302	6.4961	0.0345	8.2696	0.0359
3P4	16.3040	0.3386	11.7656	0.0472	7.3523	0.0302	6.6235	0.0346	8.5805	0.0373
3P5	11.7185	0.2701	9.6635	0.0285	8.0235	0.0235	6.7509	0.0248	8.1460	0.0256
3P6	14.6481	0.2732	10.618	0.0385	8.9750	0.0394	8.0246	0.0450	9.2059	0.0410
3P7	15.1576	0.2764	10.9046	0.0383	9.0913	0.0383	8.0246	0.0435	9.3402	0.0400
3P8	15.2850	0.2840	11.0253	0.0391	9.1833	0.0395	8.0246	0.0443	9.4111	0.0410
3P9	13.1196	0.2772	10.5422	0.0312	8.8803	0.0277	7.0056	0.0256	8.8094	0.0282
3P10	16.5588	0.2795	12.8902	0.0609	11.4181	0.0581	10.4448	0.0633	11.5844	0.0608
3P11	18.4694	0.2781	13.3445	0.0596	11.4147	0.0570	10.5721	0.0632	11.7771	0.0599
3P12	19.2336	0.2741	13.2711	0.0600	10.5721	0.0632	10.5721	0.0635	11.4718	0.0622

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
6.8024	280.7992	0.0242	0.0605	7.0425	1.3203	0.0908	7.3234	1.2697	0.1211	7.6044	1.2228
11.0980	254.8356	0.0435	0.0699	8.2354	1.5312	0.1048	8.8126	1.4309	0.1397	9.3898	1.3430
13.0179	256.2814	0.0508	0.0718	9.0954	1.5825	0.1077	9.9212	1.4508	0.1436	10.7469	1.3393
15.5770	249.2712	0.0625	0.0747	9.5377	1.7094	0.1120	10.4950	1.5535	0.1493	11.4522	1.4237
8.5068	339.0702	0.0251	0.0512	8.5201	1.3754	0.0768	8.8942	1.3175	0.1024	9.2683	1.2644
17.1728	275.7922	0.0623	0.0819	10.1660	1.4409	0.1229	11.1261	1.3166	0.1639	12.0862	1.2120
17.8650	284.7154	0.0627	0.0801	10.3256	1.4680	0.1201	11.3111	1.3401	0.1601	12.2965	1.2327
17.3924	281.9770	0.0617	0.0819	10.4011	1.4696	0.1229	11.3912	1.3418	0.1639	12.3813	1.2345
10.4765	337.8910	0.0310	0.0563	9.2968	1.4112	0.0845	9.7843	1.3409	0.1127	10.2718	1.2772
16.7813	211.6617	0.0793	0.1215	12.9662	1.2771	0.1823	14.3481	1.1541	0.2431	15.7300	1.0527
23.4563	223.9010	0.1048	0.1199	13.6157	1.3565	0.1798	15.4543	1.1951	0.2397	17.2928	1.0680
27.8522	221.1850	0.1259	0.1245	13.7520	1.3986	0.1867	16.0322	1.1997	0.2489	18.3124	1.0503

3 PISO ESTRIBO DOBLE

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
3P1	9.2984	0.2768	7.0667	0.0237	6.6659	0.0257	6.4961	0.0364	6.7429	0.0286
3P2	14.0113	0.3006	11.3338	0.0350	8.1175	0.0252	4.7129	0.0148	8.0547	0.0250
3P3	14.0113	0.3160	12.2275	0.0365	8.7116	0.0261	4.9676	0.0152	8.6356	0.0259
3P4	16.5588	0.2915	12.7900	0.0375	8.3567	0.0257	4.8403	0.0151	8.6623	0.0261
3P5	11.8459	0.2903	9.4151	0.0279	8.1627	0.0239	6.8783	0.0235	8.1520	0.0251
3P6	14.5208	0.2961	10.5253	0.0353	8.0761	0.0288	7.0056	0.0338	8.5357	0.0326
3P7	15.0303	0.2762	10.1166	0.0336	8.1483	0.0284	7.1330	0.0336	8.4660	0.0319
3P8	15.1576	0.2817	10.3256	0.0355	8.2951	0.0300	7.2604	0.0355	8.6270	0.0337
3P9	13.1196	0.2809	10.5946	0.0307	8.8903	0.0270	6.7509	0.0228	8.7453	0.0268
3P10	16.0493	0.2782	12.6718	0.0565	11.3885	0.0563	10.3174	0.0612	11.4592	0.0580
3P11	18.5968	0.2708	13.1491	0.0575	11.2804	0.0546	10.4448	0.0610	11.6248	0.0577
3P12	19.3610	0.2762	13.1459	0.0569	11.2248	0.0545	10.3174	0.0604	11.5627	0.0573

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
8.8171	298.1730	0.0296	0.0572	7.0374	1.3213	0.0858	7.3318	1.2682	0.1144	7.6263	1.2193
10.0791	323.8229	0.0311	0.0500	8.5950	1.6302	0.0750	9.1352	1.5338	0.1000	9.6754	1.4481
6.3817	335.0000	0.0190	0.0519	9.1162	1.5370	0.0778	9.5968	1.4600	0.1037	10.0774	1.3904
14.8357	341.0667	0.0435	0.0522	9.4388	1.7543	0.0783	10.2152	1.6210	0.1044	10.9917	1.5065
9.2646	337.4588	0.0275	0.0502	8.5017	1.3934	0.0753	8.8513	1.3383	0.1004	9.2010	1.2875
15.3193	298.1671	0.0514	0.0653	9.2770	1.5652	0.0979	10.0182	1.4494	0.1305	10.7595	1.3496
20.2515	301.0893	0.0673	0.0637	9.3220	1.6123	0.0956	10.1780	1.4767	0.1275	11.0340	1.3622
19.6251	290.8620	0.0675	0.0673	9.5134	1.5933	0.1010	10.3998	1.4575	0.1347	11.2861	1.3430
10.0929	345.1010	0.0292	0.0537	9.2073	1.4249	0.0805	9.6693	1.3568	0.1073	10.1314	1.2949
15.2348	224.2796	0.0679	0.1160	12.6683	1.2669	0.1740	13.8773	1.1565	0.2320	15.0863	1.0638
25.5406	228.6800	0.1117	0.1154	13.5126	1.3763	0.1731	15.4004	1.2075	0.2308	17.2882	1.0757
28.3374	231.0351	0.1227	0.1145	13.6023	1.4234	0.1718	15.6419	1.2378	0.2291	17.6814	1.0950

Tabla 5.4 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de cuatro pisos

4 PISO ESTRIBO SIMPLE										
			<i>IGUAL ÁREAS</i>		<i>MÍNIMOS CUADRADOS</i>		<i>1º PTO. RANGO NO LINEAL</i>		<i>PROMEDIO</i>	
	Vultimo	Dultimo	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
4P1	20.0000	0.4555	16.7780	0.0284	14.6106	0.0311	13.5714	0.0439	14.9867	0.0345
4P2	25.7143	0.3734	18.4747	0.0287	16.3718	0.0334	14.2857	0.0401	16.3774	0.0341
4P3	29.2857	0.3899	22.3034	0.0274	18.0559	0.0329	12.1429	0.0242	17.5007	0.0282
4P4	29.2857	0.3613	20.4062	0.0257	18.0441	0.0310	11.4286	0.0194	16.6263	0.0254
4P5	27.1429	0.3877	21.9528	0.0259	18.7772	0.0326	12.1429	0.0208	17.6243	0.0264
4P6	33.5714	0.3840	24.5426	0.0368	23.2175	0.0492	17.8571	0.0423	21.8724	0.0428
4P7	38.5714	0.4019	28.4779	0.0418	25.4176	0.0561	17.8571	0.0418	23.9175	0.0466
4P8	41.4286	0.3890	28.2471	0.0420	26.3806	0.0599	17.8571	0.0420	24.1616	0.0480
4P9	30.0000	0.4072	22.8575	0.0293	21.0470	0.0384	12.8571	0.0222	18.9205	0.0300
4P10	37.1429	0.3668	27.8331	0.0470	26.1155	0.0563	20.0000	0.0470	24.6495	0.0501
4P11	42.8571	0.3785	32.4894	0.0616	29.8509	0.0687	23.5714	0.0591	28.6372	0.0631
4P12	52.1429	0.3775	30.9992	0.0593	29.9323	0.0692	23.5714	0.0593	28.1676	0.0626

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
11.9079	434.8162	0.0274	0.0689	15.3971	1.2989	0.1034	15.8075	1.2652	0.1379	16.2179	1.2332
27.5182	480.7456	0.0572	0.0681	17.3149	1.4851	0.1022	18.2523	1.4088	0.1363	19.1898	1.3400
32.5809	621.3278	0.0524	0.0563	18.4184	1.5900	0.0845	19.3361	1.5146	0.1127	20.2538	1.4459
37.6895	655.4389	0.0575	0.0507	17.5824	1.6656	0.0761	18.5384	1.5797	0.1015	19.4945	1.5023
26.3452	666.7453	0.0395	0.0529	18.3207	1.4815	0.0793	19.0171	1.4273	0.1057	19.7135	1.3769
34.2873	511.4357	0.0670	0.0855	23.3388	1.4384	0.1283	24.8051	1.3534	0.1711	26.2715	1.2779
41.2401	513.6192	0.0803	0.0931	25.8379	1.4928	0.1397	27.7584	1.3895	0.1863	29.6788	1.2996
50.6246	503.7165	0.1005	0.0959	26.5899	1.5581	0.1439	29.0182	1.4277	0.1919	31.4465	1.3174
29.3684	631.3860	0.0465	0.0599	19.8006	1.5151	0.0899	20.6807	1.4506	0.1199	21.5608	1.3914
39.4527	492.0067	0.0802	0.1002	26.6261	1.3950	0.1503	28.6027	1.2986	0.2004	30.5793	1.2146
45.0972	453.5993	0.0994	0.1263	31.4844	1.3612	0.1894	34.3315	1.2483	0.2525	37.1786	1.1527
76.1261	449.9622	0.1692	0.1252	32.9331	1.5833	0.1878	37.6986	1.3832	0.2504	42.4641	1.2279

4 PISO ESTRIBO Y GANCHO

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
4P1	20.0000	0.4558	17.0024	0.0279	14.6160	0.0304	13.5714	0.0418	15.0633	0.0334
4P2	27.8571	0.4095	20.3241	0.0266	17.8890	0.0318	11.4286	0.0200	16.5472	0.0261
4P3	29.2857	0.3800	20.4151	0.0251	18.0777	0.0305	10.7143	0.0161	16.4024	0.0239
4P4	30.0000	0.4106	22.9446	0.0288	18.8365	0.0340	11.4286	0.0192	17.7366	0.0273
4P5	27.1429	0.4239	22.007	0.0256	18.3193	0.0300	12.1429	0.0202	17.4897	0.0253
4P6	32.8571	0.3711	24.9329	0.0405	22.0664	0.0449	18.5714	0.0463	21.8569	0.0439
4P7	37.8571	0.3729	27.246	0.0426	24.5440	0.0533	18.5714	0.0455	23.4538	0.0471
4P8	40.7143	0.3841	28.6409	0.0460	26.2841	0.0610	18.5714	0.0460	24.4988	0.0510
4P9	29.2857	0.3609	22.4459	0.0263	20.2729	0.0353	12.1429	0.0192	18.2872	0.0269
4P10	37.1429	0.4028	28.373	0.0470	26.1249	0.0562	20.0000	0.0470	24.8326	0.0501
4P11	42.1429	0.3609	31.7969	0.0589	29.1636	0.0657	23.5714	0.0598	28.1773	0.0615
4P12	41.4286	0.3922	34.6746	0.0690	32.4269	0.0730	27.1429	0.0667	31.4148	0.0696

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
11.6857	451.4466	0.0259	0.0667	15.4532	1.2942	0.1001	15.8431	1.2624	0.1335	16.2330	1.2321
29.5033	633.1849	0.0466	0.0523	17.3183	1.6085	0.0784	18.0893	1.5400	0.1045	18.8603	1.4770
36.1779	686.2915	0.0527	0.0478	17.2670	1.6960	0.0717	18.1317	1.6152	0.0956	18.9963	1.5417
31.9995	648.8988	0.0493	0.0547	18.6112	1.6119	0.0820	19.4859	1.5396	0.1093	20.3605	1.4734
24.2169	692.2058	0.0350	0.0505	18.1016	1.4995	0.0758	18.7135	1.4504	0.1011	19.3254	1.4045
33.6168	497.8793	0.0675	0.0878	23.3327	1.4082	0.1317	24.8085	1.3244	0.1756	26.2842	1.2501
44.2119	497.6054	0.0888	0.0943	25.5377	1.4824	0.1414	27.6215	1.3706	0.1885	29.7054	1.2744
48.6826	480.3686	0.1013	0.1020	26.9816	1.5090	0.1530	29.4644	1.3818	0.2040	31.9472	1.2744
32.9329	678.9814	0.0485	0.0539	19.1742	1.5273	0.0808	20.0612	1.4598	0.1077	20.9482	1.3980
34.8961	495.9913	0.0704	0.1001	26.5798	1.3974	0.1502	28.3269	1.3112	0.2003	30.0740	1.2350
46.6398	458.4159	0.1017	0.1229	31.0441	1.3575	0.1844	33.9109	1.2428	0.2459	36.7777	1.1459
31.0421	451.5783	0.0687	0.1391	33.5743	1.2339	0.2087	35.7338	1.1594	0.2783	37.8933	1.0933

4 PISO ESTRIBO DOBLE

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
4P1	20.0000	0.3843	16.9461	0.0270	14.5424	0.0294	13.5714	0.0407	15.0200	0.0324
4P2	27.8571	0.3753	20.5147	0.0251	17.0690	0.0271	17.0690	0.0271	18.2176	0.0264
4P3	29.2857	0.3900	21.9041	0.0283	17.9925	0.0289	11.4286	0.0177	17.1084	0.0250
4P4	30.0000	0.4134	21.9030	0.0273	18.2836	0.0293	11.4286	0.0173	17.2051	0.0246
4P5	26.4286	0.3701	21.0096	0.0264	18.0074	0.0279	12.8571	0.0211	17.2914	0.0251
4P6	32.8571	0.3846	24.1522	0.0380	22.1421	0.0425	18.5714	0.0436	21.6219	0.0414
4P7	37.8571	0.3789	28.0016	0.0425	24.6518	0.0501	18.5714	0.0425	23.7416	0.0450
4P8	40.7143	0.3809	29.6673	0.0431	25.9063	0.0550	17.8571	0.0403	24.4769	0.0461
4P9	29.2857	0.3790	22.8180	0.0285	19.7749	0.0329	12.8571	0.0212	18.4833	0.0275
4P10	36.4286	0.3662	27.2370	0.0443	25.4359	0.0535	20.0000	0.0469	24.2243	0.0482
4P11	42.1429	0.3714	32.1153	0.0590	29.2487	0.0658	23.5714	0.0590	28.3118	0.0613
4P12	41.4286	0.3887	35.2257	0.0666	31.9921	0.0711	26.4286	0.0642	31.2155	0.0673

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
14.1485	464.0566	0.0305	0.0647	15.4779	1.2922	0.0971	15.9358	1.2550	0.1295	16.3938	1.2200
27.6306	689.1892	0.0401	0.0529	18.9479	1.4702	0.0793	19.6783	1.4156	0.1057	20.4087	1.3650
33.3605	685.2497	0.0487	0.0499	17.9413	1.6323	0.0749	18.7742	1.5599	0.0999	19.6071	1.4936
32.9150	698.4465	0.0471	0.0493	18.0159	1.6652	0.0739	18.8267	1.5935	0.0985	19.6375	1.5277
26.4874	687.9854	0.0385	0.0503	17.9571	1.4718	0.0754	18.6228	1.4192	0.1005	19.2885	1.3702
32.7310	522.6890	0.0626	0.0827	22.9759	1.4301	0.1241	24.3298	1.3505	0.1655	25.6838	1.2793
42.2849	527.2006	0.0802	0.0901	25.6458	1.4762	0.1351	27.5501	1.3741	0.1801	29.4543	1.2853
48.5037	530.5686	0.0914	0.0923	26.7145	1.5240	0.1384	28.9522	1.4063	0.1845	31.1898	1.3054
30.7345	671.3075	0.0458	0.0551	19.3296	1.5151	0.0826	20.1758	1.4515	0.1101	21.0220	1.3931
38.3871	502.2315	0.0764	0.0965	26.0758	1.3970	0.1447	27.9274	1.3044	0.1929	29.7789	1.2233
44.5958	462.1077	0.0965	0.1225	31.0440	1.3575	0.1838	33.7763	1.2477	0.2451	36.5085	1.1543
31.7792	463.8257	0.0685	0.1346	33.3542	1.2421	0.2019	35.4929	1.1672	0.2692	37.6317	1.1009

Tabla 5.5 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de cinco pisos

5 PISO ESTRIBO SIMPLE										
			<i>IGUAL ÁREAS</i>		<i>MÍNIMOS CUADRADOS</i>		<i>1º PTO. RANGO NO LINEAL</i>		<i>PROMEDIO</i>	
	Vultimo	Dultimo	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
5P1	17.6786	0.5454	13.6780	0.0277	14.0285	0.0430	13.3929	0.0674	13.6998	0.0460
5P2	22.5000	0.4966	19.4535	0.0596	17.0309	0.0619	15.5357	0.0731	17.3400	0.0649
5P3	26.7857	0.4872	21.7939	0.0636	19.3987	0.0642	17.1429	0.0714	19.4452	0.0664
5P4	30.5357	0.4550	25.1152	0.0718	20.4393	0.0668	17.1429	0.0679	20.8991	0.0688
5P5	20.3571	0.5732	16.6233	0.0360	15.2491	0.0476	13.9286	0.0696	15.2670	0.0511
5P6	30.0000	0.4726	24.3597	0.0692	22.3790	0.0741	17.1429	0.0609	21.2939	0.0681
5P7	34.8214	0.4538	26.7261	0.0755	25.4222	0.0867	19.2857	0.0700	23.8113	0.0774
5P8	34.2857	0.5311	30.4436	0.1105	27.4986	0.1076	25.1786	0.1138	27.7069	0.1106
5P9	21.9643	0.4798	17.2427	0.0399	15.5593	0.0505	14.4643	0.0729	15.7554	0.0544
5P10	28.3929	0.5097	23.8047	0.0780	21.0750	0.0831	18.7500	0.0900	21.2099	0.0837
5P11	33.7500	0.4653	28.6120	0.0962	26.3711	0.1003	24.1071	0.1060	26.3634	0.1008
5P12	38.0357	0.4762	33.1746	0.1216	30.3761	0.1176	27.8571	0.1216	30.4693	0.1203

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
7.9679	297.6061	0.0268	0.0921	14.0666	1.2568	0.1381	14.4334	1.2248	0.1841	14.8002	1.1945
11.9522	267.3181	0.0447	0.1297	18.1153	1.2420	0.1946	18.8906	1.1911	0.2595	19.6659	1.1441
17.4436	292.8489	0.0596	0.1328	20.6034	1.3001	0.1992	21.7617	1.2309	0.2656	22.9199	1.1687
24.9567	303.6194	0.0822	0.1377	22.6170	1.3501	0.2065	24.3348	1.2548	0.2753	26.0527	1.1721
9.7493	298.9621	0.0326	0.1021	15.7649	1.2913	0.1532	16.2627	1.2518	0.2043	16.7606	1.2146
21.5224	312.8384	0.0688	0.1361	22.7588	1.3182	0.2042	24.2238	1.2385	0.2723	25.6887	1.1678
29.2487	307.6400	0.0951	0.1548	26.0752	1.3354	0.2322	28.3390	1.2287	0.3096	30.6029	1.1378
15.6473	250.4393	0.0625	0.2213	29.4380	1.1647	0.3319	31.1692	1.1000	0.4425	32.9003	1.0421
14.5979	289.4446	0.0504	0.1089	16.5500	1.3271	0.1633	17.3447	1.2663	0.2177	18.1393	1.2109
16.8610	253.4038	0.0665	0.1674	22.6212	1.2551	0.2511	24.0324	1.1814	0.3348	25.4437	1.1159
20.2693	261.4552	0.0775	0.2017	28.4072	1.1881	0.3025	30.4510	1.1083	0.4033	32.4949	1.0386
21.2578	253.3476	0.0839	0.2405	33.0259	1.1517	0.3608	35.5825	1.0689	0.4811	38.1391	0.9973

5 PISO ESTRIBO Y GANCHO

		IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO		
	Vultimo	Dultimo	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
5P1	17.6786	0.5554	15.2587	0.0304	14.0352	0.0405	13.3929	0.0652	14.2289	0.0454
5P2	22.5000	0.5461	19.3622	0.0590	17.1138	0.0615	15.5357	0.0726	17.3372	0.0644
5P3	26.7857	0.4808	21.8023	0.0596	19.0142	0.0608	16.6071	0.0675	19.1412	0.0626
5P4	30.5357	0.4626	23.9266	0.0650	19.9016	0.0638	16.6071	0.0650	20.1451	0.0646
5P5	20.3571	0.5936	17.3831	0.0397	15.5823	0.0512	14.4643	0.0768	15.8099	0.0559
5P6	29.4643	0.4500	23.661	0.0627	22.2164	0.0727	16.6071	0.0574	20.8282	0.0643
5P7	34.8214	0.4603	28.0124	0.0807	25.7874	0.0885	20.3571	0.0751	24.7190	0.0814
5P8	34.2857	0.4894	29.4141	0.1022	26.2592	0.1004	23.5714	0.1056	26.4149	0.1027
5P9	21.9643	0.4705	16.8857	0.0374	15.4167	0.0477	14.4643	0.0718	15.5889	0.0523
5P10	27.8571	0.4528	22.7153	0.0738	20.7890	0.0817	18.7500	0.0897	20.7514	0.0817
5P11	33.7500	0.4759	28.7518	0.0969	26.3238	0.1005	24.1071	0.1086	26.3942	0.1020
5P12	38.0357	0.4791	33.1166	0.1241	30.9427	0.1238	28.9286	0.1304	30.9960	0.1261

			$\mu=2$			$\mu=3$			$\mu=4$		
Kp	Ke	α	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
6.7634	313.6429	0.0216	0.0907	14.5358	1.2162	0.1361	14.8426	1.1911	0.1815	15.1494	1.1669
10.7171	269.3511	0.0398	0.1287	18.0271	1.2481	0.1931	18.7169	1.2021	0.2575	19.4067	1.1594
18.2827	305.6072	0.0598	0.1253	20.2863	1.3204	0.1879	21.4314	1.2498	0.2505	22.5765	1.1864
26.1077	311.8437	0.0837	0.1292	21.8317	1.3987	0.1938	23.5182	1.2984	0.2584	25.2048	1.2115
8.4571	282.8247	0.0299	0.1118	16.2827	1.2502	0.1677	16.7554	1.2150	0.2236	17.2282	1.1816
22.3870	324.0897	0.0691	0.1285	22.2669	1.3232	0.1928	23.7056	1.2429	0.2571	25.1444	1.1718
26.6675	303.5485	0.0879	0.1629	26.8906	1.2949	0.2443	29.0622	1.1982	0.3257	31.2338	1.1149
20.3567	257.1210	0.0792	0.2055	28.5062	1.2027	0.3082	30.5975	1.1205	0.4109	32.6888	1.0489
15.2443	298.0669	0.0511	0.1046	16.3862	1.3404	0.1569	17.1835	1.2782	0.2092	17.9807	1.2215
19.1510	253.8919	0.0754	0.1635	22.3167	1.2483	0.2452	23.8820	1.1665	0.3269	25.4472	1.0947
19.6725	258.7670	0.0760	0.2040	28.4008	1.1883	0.3060	30.4074	1.1099	0.4080	32.4140	1.0412
19.9407	245.8047	0.0811	0.2522	33.5105	1.1350	0.3783	36.0250	1.0558	0.5044	38.5395	0.9869

5 PISO ESTRIBO DOBLE

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
5P1	17.1429	0.4555	15.5603	0.0304	13.9351	0.0397	13.3929	0.0630	14.2961	0.0444
5P2	22.5000	0.5358	19.0206	0.0532	16.8106	0.0574	15.0000	0.0658	16.9437	0.0588
5P3	27.3214	0.4662	21.1645	0.0578	18.9430	0.0594	16.6071	0.0652	18.9049	0.0608
5P4	32.1429	0.4947	24.6008	0.0669	20.8450	0.0687	16.6071	0.0631	20.6843	0.0662
5P5	19.8214	0.5573	17.1536	0.0388	15.4853	0.0494	14.4643	0.0743	15.7011	0.0542
5P6	29.4643	0.4518	23.0875	0.0602	21.8909	0.0706	16.6071	0.0575	20.5285	0.0628
5P7	34.8214	0.4755	27.5639	0.0780	25.4767	0.0863	20.3571	0.0752	24.4659	0.0798
5P8	34.2857	0.4912	29.3683	0.0945	25.8513	0.0964	21.9643	0.0945	25.7280	0.0951
5P9	22.5000	0.5199	16.9133	0.0374	15.6503	0.0483	14.4643	0.0712	15.6760	0.0523
5P10	27.8571	0.4609	22.6620	0.0736	20.8068	0.0815	18.7500	0.0895	20.7396	0.0815
5P11	33.7500	0.4648	29.1191	0.1002	25.9670	0.0980	23.5714	0.1035	26.2192	0.1006
5P12	38.0357	0.4643	33.1527	0.1250	30.8791	0.1244	28.9286	0.1314	30.9868	0.1269

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
6.9241	322.2261	0.0215	0.0887	14.6033	1.1739	0.1331	14.9105	1.1497	0.1775	15.2177	1.1265
11.6491	288.1587	0.0404	0.1176	17.6287	1.2763	0.1764	18.3137	1.2286	0.2352	18.9986	1.1843
20.7590	310.9353	0.0668	0.1216	20.1670	1.3548	0.1824	21.4292	1.2750	0.2432	22.6913	1.2040
26.7445	312.2944	0.0856	0.1325	22.4557	1.4314	0.1987	24.2271	1.3267	0.2649	25.9984	1.2363
8.1888	289.8658	0.0283	0.1083	16.1446	1.2277	0.1625	16.5882	1.1949	0.2167	17.0317	1.1638
22.9681	327.0605	0.0702	0.1255	21.9701	1.3411	0.1883	23.4118	1.2585	0.2511	24.8534	1.1855
26.1698	306.4622	0.0854	0.1597	26.5551	1.3113	0.2395	28.6444	1.2156	0.3193	30.7336	1.1330
21.6086	270.4411	0.0799	0.1903	27.7837	1.2340	0.2854	29.8394	1.1490	0.3805	31.8951	1.0750
14.5946	299.7317	0.0487	0.1046	16.4393	1.3687	0.1569	17.2026	1.3079	0.2092	17.9659	1.2524
18.7629	254.3696	0.0738	0.1631	22.2694	1.2509	0.2446	23.7992	1.1705	0.3261	25.3290	1.0998
20.6781	260.7143	0.0793	0.2011	28.2987	1.1926	0.3017	30.3782	1.1110	0.4023	32.4578	1.0398
20.8937	244.1187	0.0856	0.2539	33.6389	1.1307	0.3808	36.2910	1.0481	0.5077	38.9431	0.9767

Tabla 5.6 Datos para obtener la sobre resistencia en función de la demanda de ductilidad para edificios de seis pisos

6 PISO ESTRIBO SIMPLE										
			<i>IGUAL ÁREAS</i>		<i>MÍNIMOS CUADRADOS</i>		<i>1º PTO. RANGO NO LINEAL</i>		<i>PROMEDIO</i>	
	Vultimo	Dtultimo	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
6P1	18.7500	0.5536	16.7737	0.0388	14.2625	0.0431	13.5000	0.0688	14.8454	0.0502
6P2	24.0000	0.5544	20.1971	0.0718	18.5120	0.0775	17.2500	0.0918	18.6530	0.0804
6P3	29.2500	0.6642	25.0945	0.0840	21.9166	0.0820	19.5000	0.0897	22.1704	0.0852
6P4	33.7500	0.5819	26.6794	0.0846	24.8663	0.0980	20.2500	0.0898	23.9319	0.0908
6P5	21.7500	0.6633	16.1510	0.0370	15.0438	0.0438	13.5000	0.0644	14.8983	0.0484
6P6	27.7500	0.5583	23.2544	0.0876	20.0991	0.0838	18.0000	0.0941	20.4512	0.0885
6P7	33.0000	0.5941	28.8137	0.1066	28.8137	0.1066	23.2500	0.1118	26.9591	0.1083
6P8	37.5000	0.6600	33.2529	0.1263	30.1172	0.1290	27.7500	0.1361	30.3734	0.1305
6P9	24.0000	0.5506	15.7495	0.0358	14.5814	0.0413	13.5000	0.0615	14.6103	0.0462
6P10	30.7500	0.6530	24.1936	0.0834	21.9639	0.0931	18.7500	0.0954	21.6358	0.0906
6P11	36.7500	0.6332	30.6350	0.1071	28.4405	0.1192	24.0000	0.1120	27.6918	0.1128
6P12	41.2500	0.6123	35.7094	0.1436	33.0591	0.1421	29.2500	0.1389	32.6728	0.1415

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
7.7568	295.5289	0.0262	0.1005	15.2351	1.2307	0.1507	15.6247	1.2000	0.2009	16.0144	1.1708
11.2794	232.0991	0.0486	0.1607	19.5595	1.2270	0.2411	20.4660	1.1727	0.3215	21.3725	1.1229
12.2287	260.1138	0.0470	0.1705	23.2127	1.2601	0.2557	24.2550	1.2059	0.3409	25.2972	1.1563
19.9912	263.5672	0.0758	0.1816	25.7471	1.3108	0.2724	27.5623	1.2245	0.3632	29.3775	1.1488
11.1427	307.8154	0.0362	0.0968	15.4376	1.4089	0.1452	15.9769	1.3613	0.1936	16.5162	1.3169
15.5359	231.0866	0.0672	0.1770	21.8261	1.2714	0.2655	23.2010	1.1961	0.3540	24.5760	1.1292
12.4346	248.8535	0.0500	0.2167	28.3062	1.1658	0.3250	29.6533	1.1129	0.4333	31.0004	1.0645
13.4590	232.8056	0.0578	0.2609	32.1293	1.1672	0.3914	33.8853	1.1067	0.5219	35.6412	1.0522
18.6151	316.2403	0.0589	0.0924	15.4703	1.5514	0.1386	16.3303	1.4697	0.1848	17.1904	1.3961
16.2066	238.7183	0.0679	0.1813	23.1047	1.3309	0.2719	24.5736	1.2513	0.3625	26.0424	1.1808
17.4058	245.5675	0.0709	0.2255	29.6546	1.2393	0.3383	31.6174	1.1623	0.4511	33.5802	1.0944
18.2184	230.8490	0.0789	0.2831	35.2514	1.1702	0.4246	37.8299	1.0904	0.5661	40.4084	1.0208

6 PISO ESTRIBO Y GANCHO

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
6P1	19.5000	0.7526	16.7961	0.0375	14.6015	0.0430	13.5000	0.0680	14.9659	0.0495
6P2	24.0000	0.5740	20.0122	0.0713	18.6508	0.0776	17.2500	0.0905	18.6377	0.0798
6P3	29.2500	0.6756	24.7768	0.0833	22.4460	0.0859	19.5000	0.0886	22.2409	0.0859
6P4	33.0000	0.7336	27.9538	0.0894	25.7720	0.1036	20.2500	0.0894	24.6586	0.0941
6P5	21.7500	0.6356	15.4897	0.0343	14.9780	0.0414	13.5000	0.0616	14.6559	0.0458
6P6	27.7500	0.5472	23.0994	0.0871	20.0808	0.0835	18.0000	0.0935	20.3934	0.0880
6P7	33.0000	0.5810	28.7058	0.1067	25.4259	0.1033	23.2500	0.1119	25.7939	0.1073
6P8	37.5000	0.6791	33.2642	0.1275	30.1732	0.1303	27.7500	0.1376	30.3958	0.1318
6P9	24.0000	0.7057	16.9867	0.0420	15.7366	0.0473	14.2500	0.0704	15.6578	0.0532
6P10	30.7500	0.6500	24.2179	0.0838	21.8925	0.0931	18.7500	0.0958	21.6201	0.0909
6P11	36.7500	0.6851	30.7333	0.1082	27.9325	0.1164	24.0000	0.1132	27.5553	0.1126
6P12	41.2500	0.6851	36.1862	0.1415	33.0553	0.1444	28.5000	0.1368	32.5805	0.1409

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
6.4490	302.3407	0.0213	0.0990	15.2851	1.2758	0.1485	15.6043	1.2497	0.1980	15.9235	1.2246
10.8502	233.5547	0.0465	0.1596	19.5035	1.2305	0.2394	20.3694	1.1782	0.3192	21.2352	1.1302
11.8865	258.8161	0.0459	0.1719	23.2624	1.2574	0.2578	24.2838	1.2045	0.3437	25.3053	1.1559
13.0451	261.9540	0.0498	0.1883	25.8866	1.2748	0.2824	27.1146	1.2171	0.3765	28.3425	1.1643
12.0273	320.2309	0.0376	0.0915	15.2063	1.4303	0.1373	15.7568	1.3804	0.1831	16.3072	1.3338
16.0214	231.6554	0.0692	0.1761	21.8038	1.2727	0.2641	23.2142	1.1954	0.3521	24.6247	1.1269
15.2132	240.3905	0.0633	0.2146	27.4263	1.2032	0.3219	29.0586	1.1356	0.4292	30.6910	1.0752
12.9809	230.6206	0.0563	0.2636	32.1067	1.1680	0.3954	33.8176	1.1089	0.5272	35.5284	1.0555
12.7863	294.1346	0.0435	0.1065	16.3384	1.4689	0.1597	17.0191	1.4102	0.2129	17.6997	1.3560
16.3303	237.8453	0.0687	0.1818	23.1046	1.3309	0.2727	24.5890	1.2506	0.3636	26.0734	1.1794
16.0598	244.7182	0.0656	0.2252	29.3636	1.2515	0.3378	31.1719	1.1789	0.4504	32.9803	1.1143
15.9293	231.2314	0.0689	0.2818	34.8249	1.1845	0.4227	37.0694	1.1128	0.5636	39.3138	1.0492

6 PISO ESTRIBO DOBLE

	Vultimo	Dtultimo	IGUAL ÁREAS		MÍNIMOS CUADRADOS		1º PTO. RANGO NO LINEAL		PROMEDIO	
			Vy	Dty	Vy	Dty	Vy	Dty	Vy PROM	Dty PROM
6P1	19.5000	0.7643	16.7572	0.0372	14.6134	0.0428	13.5000	0.0666	14.9569	0.0489
6P2	24.7500	0.6256	20.0522	0.0712	18.7101	0.0776	17.2500	0.0904	18.6708	0.0797
6P3	28.5000	0.5484	24.8093	0.0778	21.7256	0.0811	18.7500	0.0831	21.7616	0.0807
6P4	32.2500	0.6107	27.1860	0.0945	24.9414	0.1034	19.5000	0.0889	23.8758	0.0956
6P5	21.7500	0.6761	15.4823	0.0342	15.0057	0.0414	13.5000	0.0611	14.6627	0.0456
6P6	27.7500	0.5966	22.7700	0.0799	20.6254	0.0869	18.7500	0.0992	20.7151	0.0887
6P7	33.0000	0.5980	27.5784	0.1020	25.4292	0.1034	23.2500	0.1127	25.4192	0.1060
6P8	37.5000	0.6522	32.8937	0.1299	29.5156	0.1272	27.0000	0.1351	29.8031	0.1307
6P9	24.7500	0.7591	17.1035	0.0420	15.8836	0.0477	14.2500	0.0699	15.7457	0.0532
6P10	30.7500	0.5923	24.0636	0.0833	21.7454	0.0921	18.7500	0.0953	21.5197	0.0902
6P11	36.7500	0.6302	30.5105	0.1074	28.4482	0.1195	24.0000	0.1123	27.6529	0.1131
6P12	41.2500	0.6099	35.611	0.1413	33.0435	0.1444	30.0000	0.1460	32.8848	0.1439

Kp	Ke	α	μ=2			μ=3			μ=4		
			Dt	V	Rs	Dt	V	Rs	Dt	V	Rs
6.3502	306.0750	0.0207	0.0977	15.2672	1.2772	0.1466	15.5775	1.2518	0.1955	15.8878	1.2274
11.1367	234.1651	0.0476	0.1595	19.5587	1.2654	0.2392	20.4467	1.2105	0.3189	21.3347	1.1601
14.4075	269.7723	0.0534	0.1613	22.9238	1.2432	0.2420	24.0860	1.1833	0.3227	25.2482	1.1288
16.2589	249.7469	0.0651	0.1912	25.4302	1.2682	0.2868	26.9845	1.1951	0.3824	28.5389	1.1300
11.2405	321.7849	0.0349	0.0911	15.1749	1.4333	0.1367	15.6870	1.3865	0.1823	16.1992	1.3427
13.8510	233.6293	0.0593	0.1773	21.9433	1.2646	0.2660	23.1714	1.1976	0.3547	24.3995	1.1373
15.4088	239.7284	0.0643	0.2121	27.0530	1.2198	0.3181	28.6869	1.1504	0.4241	30.3207	1.0884
14.7602	227.9687	0.0647	0.2615	31.7328	1.1817	0.3922	33.6624	1.1140	0.5229	35.5921	1.0536
12.7558	295.9718	0.0431	0.1064	16.4243	1.5069	0.1596	17.1029	1.4471	0.2128	17.7815	1.3919
18.3839	238.4891	0.0771	0.1805	23.1785	1.3267	0.2707	24.8373	1.2381	0.3609	26.4962	1.1605
17.5924	244.5716	0.0719	0.2261	29.6420	1.2398	0.3392	31.6311	1.1618	0.4523	33.6202	1.0931
17.9495	228.5256	0.0785	0.2878	35.4678	1.1630	0.4317	38.0507	1.0841	0.5756	40.6336	1.0152

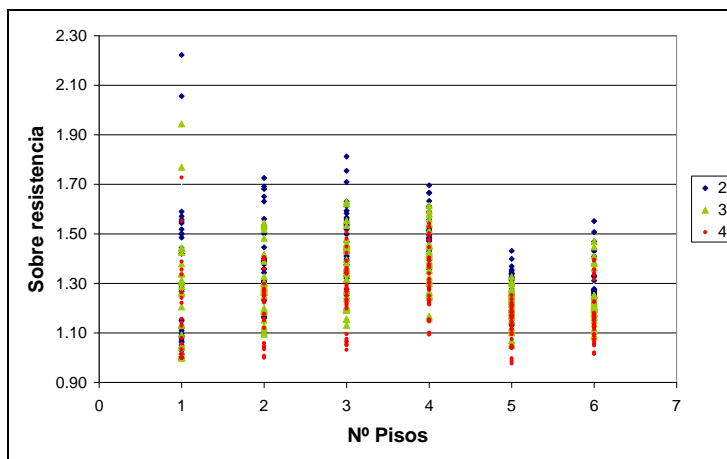


Figura 5.4 Valores de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad.

5.6.1 GRÁFICAS DE VALORES MEDIOS

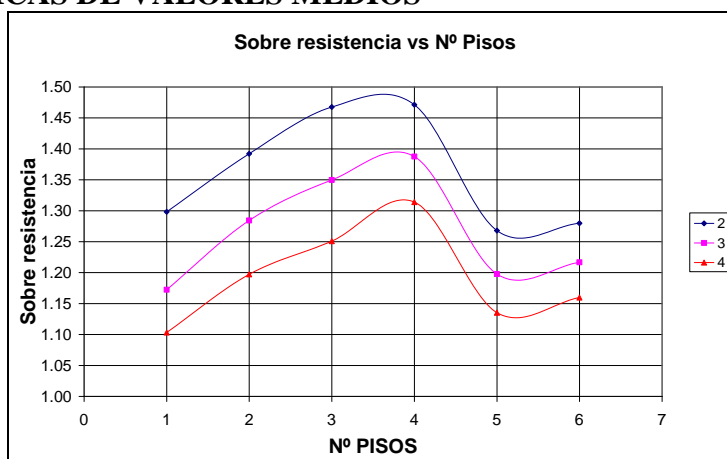


Figura 5.5 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad.

5.6.2 GRÁFICAS DE DIFERENCIANDO CONDICIONES DE REFUERZO TRANSVERSAL

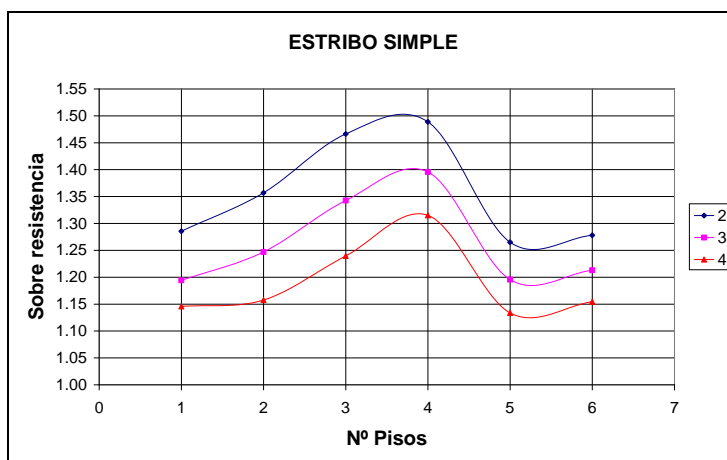


Figura 5.5 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad con estribo simple.

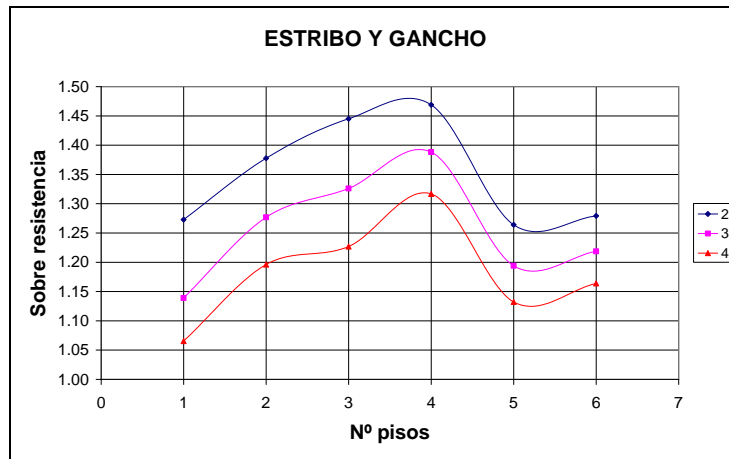


Figura 5.6 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad con esrtribo y gancho.

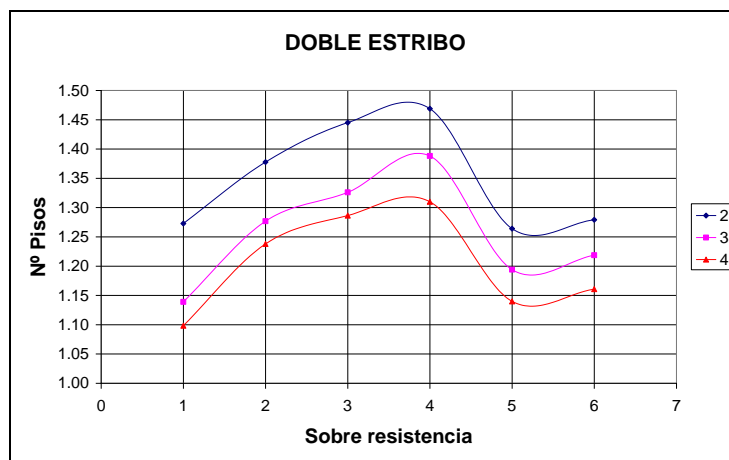


Figura 5.7 Valores medios de sobre resistencia en función del número de pisos para demanda de ductilidad con doble esrtribo.

CAPÍTULO VI

COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RESUMEN

Se presenta en este capítulo el aporte esencial de este estudio y se propone una forma de cálculo real para obtener el factor de reducción de fuerzas sísmicas R , se presenta en una tabla resumida los valores medios finales de sobre resistencia para derivas de 0.5, 1.0, 1.5, 2.0.

COMENTARIOS

El aporte principal de este estudio y de varios estudios realizados anteriormente es brindar una metodología para el cálculo del factor de reducción de fuerzas sísmicas R, en función de la estructura que se está calculando, para aplicar dicha metodología se debe seguir los siguientes pasos:

- i) Obtener R_{μ} con la ecuación obtenida por Aguiar R., Romo M., Aragón E., que se presenta a continuación y están descritas en el primer capítulo de este trabajo:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right]$$

La variable a se presenta en la siguiente tabla que está en función del suelo donde se implantará la edificación

Variable	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3	Suelo S4
a	100500	91000	73600	38900

- ii) Se obtiene el factor por redundancia R_R con la tabla de la A.T.C. que se muestra a continuación

Número ejes de columnas	Factor de redundancia
2	0.71
3	0.86
4	1.00

- iii) Se asume un valor de R_s de 1 para la primera iteración
- iv) Calculamos el valor de R multiplicando los valores antes conseguidos.
- v) Con el valor calculado de R obtenemos los desplazamientos ante el sismo de diseño y determinamos la deriva máxima.

- vi) En la siguiente tabla se toma el valor de R_s correspondiente a la deriva máxima más cercana al obtenido en este análisis y se presenta a continuación.

Tabla 6.1 Valores recomendados para R_s

Deriva de piso γ (%)	0.5	1.0	1.5	2.0
Sobre resistencia R_s	2.0	1.4	1.2	1.1

- vii) Se coloca este valor en el paso iii, y se sigue realizando la iteración hasta mantener un mismo valor de R_s .

De esta manera se puede calcular un valor de R más aproximado a la realidad

El factor R es un tema muy discutido pero a la vez tan desconocido en el medio y paradójicamente es empleado en la casi todos los diseños de edificios en el país, es muy importante que los ingenieros que calculan estructuras deben conocer aspectos como los factores que lo integran, que son la justificación de su uso, al principio de este estudio se cita de varias fuentes los trabajos realizados a nivel mundial acerca del factor R y sus componentes; podemos ver que existe un sin número de criterios, métodos e investigaciones las cuales dejan ver que existe lugar a mucha investigación y llegar a valores más cercanos a la realidad.

Es importante destacar que si se usa los valores del factor R que dicta el CEC-2000 es imperante utilizar las combinaciones de carga del CEC-2000, ya que en las combinaciones de carga se utiliza un factor de mayoración de las fuerzas sísmicas, la cual no es la misma de otros códigos de alta difusión como el código del ACI-2002 en las cuales no existe mayoración de sismo, lo cual implica que se reduzca en forma exagerada las fuerzas sísmicas.

Es muy importante que se tenga estudios e investigaciones que sean congruentes con la realidad y los procesos constructivos de nuestro país y llegar a tener mayor seguridad en las edificaciones que se construirán en el futuro.

La técnica del pushover es una herramienta muy útil para el análisis y evaluación sísmica de edificio y llega a ser muy ilustrativo en el comportamiento que tendrá una estructura ante la presencia de un sismo, en esta investigación fue la base para encontrar la curva de capacidad, el cortante último y los desplazamientos que luego fueron relacionados con la deriva y con la demanda de ductilidad.

Cabe señalar que la comprensión de cómo se realiza un pushover y observar como se forman las rótulas plásticas dan una clara idea acerca de cual será la secuencia de colapso de las estructuras que han sido diseñadas, y permite corregir el diseño para tener un comportamiento óptimo del edificio.

La curva de capacidad, la deriva tanto de piso como global son instrumentos muy útiles y prácticos para la evaluación del desempeño de las estructuras, ya que brindan datos substanciales los cuales nos indican niveles de daño, cortante último, desplazamientos y también gracias a factores pueden ser relacionados con otros aspectos como la sobre resistencia, ductilidad, demanda de ductilidad, etc.

En este trabajo es de suma importancia el factor β_2 , que permite relacionar la deriva global con la deriva máxima de piso, la cual se relaciona con un cortante basal para cada punto y éste al ser relacionado con el cortante máximo se puede obtener la sobre resistencia en función de la deriva máxima de piso.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una metodología para hallar la sobre resistencia global de un edificio de hormigón armado, en función de la deriva máxima de piso. Para esto, a partir de la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el desplazamiento lateral

máximo con el cortante basal se obtiene en primer lugar la curva deriva global vs. cortante basal; luego la curva deriva máxima vs. cortante basal y finalmente la relación entre deriva máxima de piso vs. sobre resistencia.

Finalmente se debe indicar que el tener estribos dobles con relación a estribos simples no influye mayormente en los valores de sobre resistencia en función de la deriva de piso, se incrementan los valores ligeramente. Lo que si es cierto es que las estructuras con estribos dobles tienen mayor capacidad al corte.

Demanda de ductilidad

Se han analizado 216 edificios de hormigón armado de 1 a 6 pisos, con vigas poco peraltadas y con columnas de dimensiones pequeñas. El valor promedio del parámetro α que relaciona la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica es aproximadamente 0.08. En los edificios anotados se obtuvo la demanda de ductilidad, siguiendo la metodología descrita en el presente artículo. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- Para demandas de ductilidad de 4, el valor medio de R_s es de 1.2; para demandas de ductilidad de 3 es 1.3 y para demandas de ductilidad de 2 es 1.4.
- No se aprecia ninguna tendencia que haga suponer que a medida que se incrementa el número de pisos, la sobre resistencia aumenta, ni tampoco lo contrario.
- El tener mayor refuerzo transversal en columnas no influye significativamente en la sobre resistencia, en la forma como se ha calculado en el presente trabajo.

RECOMENDACIONES

Es recomendable que todos los usuarios del CEC-2000 estén concientes de que es un código basado en el UBC-97 y que en dicho código se mayor la carga de sismo y

por esta razón se usa valores de R altos, entonces no se debe considerar los valores de R del CEC-2000 y trabajar con combinaciones de carga de otros códigos.

Se recomienda a profesionales de otras carreras que se involucren con este tipo de trabajos ya que gracias a expertos en la informática se puede desarrollar el software realizado en el CEINCI por el Dr. Roberto Aguiar y darle una interfaz gráfica lo cual ayudaría significativamente en el ingreso de datos así como en la presentación de resultados.

Se invita a los nuevos egresados a seguir con esta línea de investigación ya que la sobre resistencia es un factor muy importante pero a su vez depende de un sin número de variables tanto en el modelado, diseño y en la construcción. También se puede investigar acerca de cómo varía la sobre resistencia según: la zona sísmica donde se implantará la estructura, el material, el número de pisos, número de vanos, etc. lo que dará una idea más clara de los valores que se pueden adoptar de R para la realidad del país.

BIBLIOGRAFÍA

1. INEN Ecuador, (2001), *Código Ecuatoriano de la Construcción*, Quito, Ecuador.
2. Daza-Duarte L., (1998) “Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta”, *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, **3 (1)**, 33-48, Puerto Rico.
3. Vielma J., Barbat A., Oller S., (2006), “Factores de reducción de respuesta, estado del arte y estudio comparativo entre códigos”, *Revista Internacional de Ingeniería de estructuras*, **11(1)**, 77-106, Ecuador.
4. Aragón E., (2007), *Estudio del factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad R_{μ} considerando el tipo de suelo*, Tesis Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército. 129 p, Quito
5. NSR-98, (1998), *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Tomo 1, Bogotá Colombia
6. Aguiar R., (2003) *Análisis Sísmico por Desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, 340 p., Quito, Ecuador
7. Aguiar R., (2004), *Análisis Matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Tercera edición 540 p., Quito, Ecuador
8. Aguiar R., *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, 280 p., Quito, Ecuador
9. Aguiar R., (2007) “Programa DISIPA para encontrar la curva de capacidad sísmica resistente en pórticos con disipadores de energía visco elásticos” 17 p., *XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural.*, Riobamba.

10. Aguiar R., (2006), *Deriva máxima de piso y curvas de fragilidad en edificios de hormigón armado*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, 188 p., Quito, Ecuador
11. Bobadilla C., (2006), *Curvas de fragilidad y evaluación rápida de la vulnerabilidad de estructuras*, Tesis Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército.
12. Jain S., Navin R., “Seismic overstrenght in reinforced concrete frames”, *Journal of structural engineering*.

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

Paúl Mauricio Mora Muñoz

COORDINADOR DE LA CARRERA DE

Ing. Jorge Zúñiga Gallegos

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO

Abg. Laura López

Lugar y fecha: _____