

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Strutture

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti

**VALUTAZIONE SISMICA DI PONTI AD ARCO IN
MURATURA TRAMITE METODO CINEMATICO**

Relatore: Ch.mo Prof. Ing. CLAUDIO MODENA

Correlatori: Prof.ssa Ing. FRANCESCA DA PORTO

Ing. PAOLO ZAMPIERI

Ing. GIOVANNI TECCHIO

Laureando: Michele Basso 607403 – IC

Anno Accademico 2011/2012

SOMMARIO

CAPITOLO 1. INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 2. PONTI AD ARCO IN MURATURA	3
2.1. ELEMENTI COSTITUTIVI DEI PONTI IN MURATURA.....	3
2.1.1. Arcata	4
2.1.2. Spalle	6
2.1.3. Pile.....	8
2.1.4. Rinfianco, Cappa, Riempimento.....	9
2.1.5. Timpani.....	10
2.1.6. Muri d'ala.....	11
2.1.7. Fondazioni	11
2.2. ANALISI DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA.....	16
2.2.1. Verifica in presenza di carichi fissi.....	18
2.2.2. Verifica in presenza di carichi mobili.....	18
2.2.3. Verifica in presenza di azioni orizzontali.....	19
2.2.4. Oscillazioni libere e forzate degli archi	23
CAPITOLO 3. ANALISI SISMICA TRAMITE METODO CINEMATICO	25
3.1. VERIFICA SISMICA SECONDO NORMATIVA NTC 2008	25
3.1.1. Analisi Cinematica Lineare	26
3.1.2. Analisi Cinematica Non Lineare.....	28
3.1.3. Verifiche di Sicurezza.....	30
3.2. MECCANISMI DI COLLASSO	32
3.3. UTILIZZO DEL METODO CINEMATICO PER UN ARCO	35
3.4. UTILIZZO DEL METODO CINEMATICO PER UN PONTE MULTI CAMPATA	44
CAPITOLO 4. ANALISI PARAMETRICHE	47
4.1. POSIZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE.....	47
4.1.1. PONTI A TRE CAMPATE:	51
4.1.2. PONTI A CINQUE CAMPATE:.....	78
4.2. ANALISI PARAMETRICHE DI PONTI A 3 CAMPATE.....	114

4.3.	ANALISI PARAMETRICHE DI PONTI A 5 CAMPATE.....	124
4.4.	ANALISI PARAMETRICHE DI PONTI AD UNA CAMPATA CON SPALLE “ALTE” CON LUCE COMPRESA TRA 3 E 6 METRI.....	134
CAPITOLO 5. CASO STUDIO: PONTE IN LOCALITÀ ALBACINA.....		140
5.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	140
5.2.	LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA	140
5.3.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	141
5.4.	INDAGINI SVOLTE E LIVELLO DI CONOSCENZA	142
5.5.	AZIONE SISMICA.....	143
5.6.	ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DELLA STRUTTURA	144
5.7.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DELL'ARCO	144
5.7.1.	Verifica allo stato limite di danno	145
5.7.2.	Verifica lineare allo stato limite ultimo	146
5.7.3.	Verifica non lineare allo stato limite ultimo	146
5.8.	VULNERABILITÀ GLOBALE IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	147
5.9.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DEL TIMPANO... ..	148
5.9.1.	Verifica allo stato limite di danno	149
5.9.2.	Verifica lineare allo stato limite ultimo	149
5.9.3.	Verifica non lineare allo stato limite ultimo	150
5.10.	VERIFICA DELLE SPALLE E DELLE FONDAZIONI.....	150
5.10.1.	Verifica a pressoflessione della spalla	151
5.10.2.	Verifica a taglio della spalle	151
5.10.3.	Verifica a ribaltamento della spalla	152
5.10.4.	Caratteristiche geotecniche	152
5.10.5.	Verifica a slittamento della fondazione.....	152
5.10.6.	Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto spalla.....	153
5.10.7.	Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto pila.....	153
5.11.	RIASSUNTO DEI RISULTATI	155
CAPITOLO 6. CASO STUDIO: PONTE IN LOCALITÀ ALBACINA.....		157
6.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	157
6.2.	LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA	157
6.3.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	158

6.4.	INDAGINI SVOLTE E LIVELLO DI CONOSCENZA.....	159
6.5.	AZIONE SISMICA	160
6.6.	ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DELLA STRUTTURA.....	161
6.7.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DELL'ARCO	161
6.7.1.	Verifica allo stato limite di danno.....	162
6.7.2.	Verifica lineare allo stato limite ultimo	163
6.7.3.	Verifica non lineare allo stato limite ultimo	163
6.8.	VULNERABILITÀ GLOBALE IN DIREZIONE TRASVERSALE	164
6.9.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DEL TIMPANO ...	165
6.9.1.	Verifica allo stato limite di danno.....	166
6.9.2.	Verifica lineare allo stato limite ultimo	166
6.9.3.	Verifica non lineare allo stato limite ultimo	167
6.10.	VERIFICA DELLE SPALLE E DELLE FONDAZIONI	167
6.10.1.	Verifica a pressoflessione della spalla.....	168
6.10.2.	Verifica a taglio della spalle.....	168
6.10.3.	Verifica a ribaltamento della spalla.....	169
6.10.4.	Caratteristiche geotecniche	169
6.10.5.	Verifica a slittamento della fondazione	169
6.10.6.	Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto spalla	170
6.10.7.	Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto pila	170
6.11.	RIASSUNTO DEI RISULTATI.....	173
CAPITOLO 7.	CONCLUSIONI.....	175
CAPITOLO 8.	BIBLIOGRAFIA	177

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1: Spaccato assonometrico di un ponte in muratura a due campate uguali	3
Figura 2.2: Parti che compongono l'arco	4
Figura 2.3: (a) metodo ordinario, (b) allargamento dei giunti.....	6
Figura 2.4: esempio di arcata, Orte–Falconara km 236+178.....	6
Figura 2.5: Sezione longitudinale e pianta di una spalla	7
Figura 2.6: a) Vano per diminuire il volume delle spalle; b) Vano per diminuire il carico di fondazione.....	7
Figura 2.7: Altra tecnica di alleggerimento delle spalle, prolungamento dell'arco	8
Figura 2.8: Esempio di pila-spalla	9
Figura 2.9: Fondazione su Pali	12
Figura 2.10: Grigliato di travi per ripartire il carico	12
Figura 2.11: Cassone affondante	13
Figura 2.12: Fondazioni su pali con blocco di calcestruzzo, immerso nell'acqua circondata da una cortina di palancole	13
Figura 2.13: Fondazione superficiale.....	14
Figura 2.14: Fondazione a platea	15
Figura 2.15: rappresentazione della parzializzazione della sezione	16
Figura 2.16: Dominio limite della muratura	17
Figura 2.17: rappresentazione delle catene cinematiche dell'arco	20
Figura 2.18: rappresentazione delle catene cinematiche per un arco discretizzato	20
Figura 2.19: grafico di Clemente per la determinazione del moltiplicatore.....	21
Figura 2.20: grafico per la determinazione della probabile posizione delle cerniere	22
Figura 2.21: Schemi statici che si possono assumere per il riempimento	23
Figura 2.22: Grafico di Clemente necessario per determinare la rotazione.....	24
Figura 3.1: Meccanismo di collasso dell'arco per azione sismica longitudinale	32
Figura 3.2: Cinematismo che coinvolge le imposte per ponti monocampata con spalle alte	33
Figura 3.3: Discretizzazione dell'arco in conci	35
Figura 3.4: Definizione della geometria dell'arco	37
Figura 3.5: Determinazione degli spostamenti	38
Figura 3.6: Individuazione del centro di rotazione per l'arco con le spalle	39
Figura 3.7: Individuazione del centro di rotazione per solo l'arco	39
Figura 3.8: Calcolo degli incrementi degli spostamenti.....	41
Figura 3.9: Cinematismo globale per ponte a 3 campate che coinvolge le pile.....	44
Figura 4.1: esempio di modello FEM	47
Figura 4.2: schematizzazione della denominazione delle cerniere nei ponti a tre campate.....	48

Figura 4.3: schematizzazione della denominazione delle cerniere nei ponti a cinque campate .	48
Figura 4.4: rappresentazione in Straus della formazione delle cerniere plastiche	49
Figura 4.5: rappresentazione dello sviluppo dell'arco di una campata.....	49
Figura 4.6: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=1,5$	51
Figura 4.7: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=2$	51
Figura 4.8: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=4$	52
Figura 4.9: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=1,5$	52
Figura 4.10: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=2$	53
Figura 4.11: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=4$	53
Figura 4.12: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=1,5$	54
Figura 4.13: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=2$	54
Figura 4.14: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=4$	55
Figura 4.15: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=1,5$	55
Figura 4.16: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=2$	56
Figura 4.17: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=4$	56
Figura 4.18: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=1,5$	57
Figura 4.19: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=2$	57
Figura 4.20: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=4$	58
Figura 4.21: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=1,5$	58
Figura 4.22: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=2$	59
Figura 4.23: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=4$	59
Figura 4.24: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,04$	60
Figura 4.25: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,06$	60
Figura 4.26: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,08$	61
Figura 4.27: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,10$	61
Figura 4.28: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,12$	62
Figura 4.29: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,14$	62
Figura 4.30: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,04$	63
Figura 4.31: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,06$	63
Figura 4.32: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,08$	64
Figura 4.33: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,10$	64
Figura 4.34: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,12$	65
Figura 4.35: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,14$	65
Figura 4.36: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,04$	66
Figura 4.37: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,06$	66
Figura 4.38: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,08$	67

Figura 4.39: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,10$	67
Figura 4.40: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,12$	68
Figura 4.41: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,14$	68
Figura 4.42: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,04$	69
Figura 4.43: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,06$	69
Figura 4.44: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,08$	70
Figura 4.45: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,10$	70
Figura 4.46: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,12$	71
Figura 4.47: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,14$	71
Figura 4.48: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,04$	72
Figura 4.49: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,06$	72
Figura 4.50: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,08$	73
Figura 4.51: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,10$	73
Figura 4.52: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,12$	74
Figura 4.53: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,14$	74
Figura 4.54: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,04$	75
Figura 4.55: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,06$	75
Figura 4.56: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,08$	76
Figura 4.57: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,10$	76
Figura 4.58: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,12$	77
Figura 4.59: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,14$	77
Figura 4.60: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=1,5$	78
Figura 4.61: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=2$	78
Figura 4.62: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=4$	79
Figura 4.63: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=1,5$	79
Figura 4.64: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=2$	80
Figura 4.65: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=4$	80
Figura 4.66: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=1,5$	81
Figura 4.67: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=2$	81
Figura 4.68: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=4$	82
Figura 4.69: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=1,5$	82
Figura 4.70: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=2$	83
Figura 4.71: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=4$	83
Figura 4.72: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=1,5$	84
Figura 4.73: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=2$	84
Figura 4.74: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=4$	85

Figura 4.75: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=1,5$	85
Figura 4.76: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=2$	86
Figura 4.77: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=4$	86
Figura 4.78: andamento della posizione della cerniera M al variare di s/R , con $H/B=1,5$	87
Figura 4.79: andamento della posizione della cerniera M al variare di s/R , con $H/B=2$	87
Figura 4.80: andamento della posizione della cerniera M al variare di s/R , con $H/B=4$	88
Figura 4.81: andamento della posizione della cerniera N al variare di s/R , con $H/B=1,5$	88
Figura 4.82: andamento della posizione della cerniera N al variare di s/R , con $H/B=2$	89
Figura 4.83: andamento della posizione della cerniera N al variare di s/R , con $H/B=4$	89
Figura 4.84: andamento della posizione della cerniera P al variare di s/R , con $H/B=1,5$	90
Figura 4.85: andamento della posizione della cerniera P al variare di s/R , con $H/B=2$	90
Figura 4.86: andamento della posizione della cerniera P al variare di s/R , con $H/B=4$	91
Figura 4.87: andamento della posizione della cerniera Q al variare di s/R , con $H/B=1,5$	91
Figura 4.88: andamento della posizione della cerniera Q al variare di s/R , con $H/B=2$	92
Figura 4.89: andamento della posizione della cerniera Q al variare di s/R , con $H/B=4$	92
Figura 4.90: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,05$	93
Figura 4.91: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,08$	93
Figura 4.92: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,11$	94
Figura 4.93: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,14$	94
Figura 4.94: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,05$	95
Figura 4.95: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,08$	95
Figura 4.96: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,11$	96
Figura 4.97: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,14$	96
Figura 4.98: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,05$	97
Figura 4.99: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,08$	97
Figura 4.100: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,11$	98
Figura 4.101: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,14$	98
Figura 4.102: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,05$	99
Figura 4.103: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,08$	99
Figura 4.104: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,11$	100
Figura 4.105: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,14$	100
Figura 4.106: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,05$	101
Figura 4.107: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,08$	101
Figura 4.108: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,11$	102
Figura 4.109: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,14$	102
Figura 4.110: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,05$	103

Figura 4.111: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $sL=0,08$	103
Figura 4.112: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $sL=0,11$	104
Figura 4.113: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $sL=0,14$	104
Figura 4.114: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $sL=0,05$...	105
Figura 4.115: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $sL=0,08$...	105
Figura 4.116: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $sL=0,11$...	106
Figura 4.117: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $sL=0,14$...	106
Figura 4.118: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $sL=0,05$	107
Figura 4.119: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $sL=0,08$	107
Figura 4.120: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $sL=0,11$	108
Figura 4.121: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $sL=0,14$	108
Figura 4.122: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $sL=0,05$	109
Figura 4.123: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $sL=0,08$	109
Figura 4.124: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $sL=0,11$	110
Figura 4.125: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $sL=0,14$	110
Figura 4.126: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $sL=0,05$	111
Figura 4.127: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $sL=0,08$	111
Figura 4.128: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $sL=0,11$	112
Figura 4.129: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $sL=0,14$	112
Figura 4.130: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,15$	114
Figura 4.131: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,30$	115
Figura 4.132: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,40$	115
Figura 4.133: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,50$	116
Figura 4.134: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,15$	116
Figura 4.135: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,30$	117
Figura 4.136: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,40$	117
Figura 4.137: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,50$	118

Figura 4.138: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,15$	118
Figura 4.139: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,30$	119
Figura 4.140: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,40$	119
Figura 4.141: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,50$	120
Figura 4.142: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 6 m$	121
Figura 4.143: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 12 m$	121
Figura 4.144: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 18 m$	122
Figura 4.145: Curve di isoaccelerazione, involuppo della minima PGA resistente ottenuta dalle analisi parametriche.....	123
Figura 4.146: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,15$	124
Figura 4.147: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,30$	125
Figura 4.148: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,40$	125
Figura 4.149: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 6 m$, $fL = 0,50$	126
Figura 4.150: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,15$	126
Figura 4.151: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,30$	127
Figura 4.152: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,40$	127
Figura 4.153: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 12 m$, $fL = 0,50$	128
Figura 4.154: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,15$	128
Figura 4.155: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,30$	129
Figura 4.156: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,40$	129

Figura 4.157: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto sL per $L = 18 m$, $fL = 0,50$	130
Figura 4.158: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 6 m$	131
Figura 4.159: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 12 m$	131
Figura 4.160: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 18 m$	132
Figura 4.161: Curve di isoaccelerazione, involuppo della minima PGA resistente ottenuta dalle analisi parametriche	133
Figura 4.162: Schema delle spinte del modello cinematico	135
Figura 4.163: Risultati $L = 3m$; $fL = 0,5$	136
Figura 4.164: Risultati $L = 4m$; $fL = 0,5$	136
Figura 4.165: Risultati $L = 5m$; $fL = 0,5$	137
Figura 4.166: Risultati $L = 6m$; $fL = 0,5$	137
Figura 4.167 Andamento di ag al variare del rapporto hS'	138
Figura 4.168: Curve isoaccelerazione $a_0 *$ (accelerazione di innesco del meccanismo) ponti ad una campata con spalle "alte"	139
Figura 5.1: Cartografia del ponte	140
Figura 5.2: Foto dell'arco.....	141
Figura 5.3: Foto della pila.....	142
Figura 5.4: Foto della pila.....	142
Figura 5.5: Spettro in accelerazione.....	143
Figura 5.6: Spettro in spostamento	144
Figura 5.7: Meccanismo di collasso dell'opera per sisma longitudinale.....	145
Figura 5.8: Progressione virtuale della deformata dell'arco (riferita alla linea d'asse)	145
Figura 5.9: Curva di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà.....	147
Figura 5.10: Modello (3D) F.E.	147
Figura 5.11: Spettri di risposta	148
Figura 5.12: Curva di capacità del timpano in oggetto.....	150
Figura 5.13: Schema statico di verifica delle spalle, in caso di innesco del cinematicismo dell'arco	151
Figura 6.1: Cartografia del ponte	157
Figura 6.2: Foto dell'arco.....	158
Figura 6.3: Foto della pila.....	159
Figura 6.4: Foto della pila.....	159
Figura 6.5: Spettro in accelerazione.....	160
Figura 6.6: Spettro in spostamento	161
Figura 6.7: Meccanismo di collasso dell'opera per sisma longitudinale.....	162

Figura 6.8: Progressione virtuale della deformata dell'arco (riferita alla linea d'asse).....	162
Figura 6.9: Curva di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà	164
Figura 6.10: Modello (3D) F.E.....	164
Figura 6.11: Spettri di risposta.....	165
Figura 6.12: Curva di capacità del timpano in oggetto	167
Figura 6.13: Schema statico di verifica delle spalle, in caso di innesco del cinematismo dell'arco	168

CAPITOLO 1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro riguarda i *ponti ad arco in muratura* ad uso ferroviario e soggetti ad azioni sismiche orizzontali.

In particolar modo, lo studio è stato effettuato avvalendosi del *metodo cinematico*, basato sull'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali, che consente di valutare il livello di sicurezza di un manufatto in muratura nei confronti di meccanismi locali attivabili dall'azione sismica, dove per "attivazione" del cinematismo si intende il raggiungimento della condizione di equilibrio limite oltre la quale la catena cinematica può mettersi in moto. Tale metodo, sviluppato tramite un foglio di calcolo, permette di svolgere numerose analisi in un tempo relativamente limitato.

Dopo una prima fase di studio degli elementi costitutivi di un generico ponte ad arco in muratura e dei modelli matematici e fisici necessari per analizzarlo, si sono classificati i ponti in varie tipologie, a seconda del meccanismo che può portare la struttura al collasso. Per ogni tipologia, si sono svolte *analisi parametriche* su ipotetici ponti con determinate caratteristiche geometriche (quali luce, spessore dell'arco, freccia, dimensioni della pila, ...), cambiando uno alla volta questi parametri. Come risultati, si sono determinati i valori del moltiplicatore di collasso α , che rappresentano il livello di vulnerabilità della struttura e che sono necessari per svolgere le verifiche di sicurezza richieste dalla Normativa.

Infine, si sono considerati due casi studio, relativi a due ponti reali appartenenti alla tipologia "Ponti ad arco in muratura con 5 campate consecutive e pile snelle".

CAPITOLO 2. PONTI AD ARCO IN MURATURA

2.1. ELEMENTI COSTITUTIVI DEI PONTI IN MURATURA

I ponti in muratura moderni, e specialmente quelli ferroviari, sono stati costruiti nell'arco di poco più di 100 anni, approssimativamente dal 1840 al 1930, periodo della nascita e dello sviluppo della ferrovia in Italia. Nonostante la costruzione sia collocata in un periodo di tempo piuttosto limitato, questo tipo di ponte si presenta con alcune soluzioni strutturali comuni, con alcune scelte strutturali di dettaglio e con particolari esecutivi variabili in funzione dell'epoca di costruzione, dell'area geografica e, probabilmente, anche del progettista.

Per tali motivi in questo paragrafo vengono descritti i caratteri comuni ai ponti ad arco in muratura.

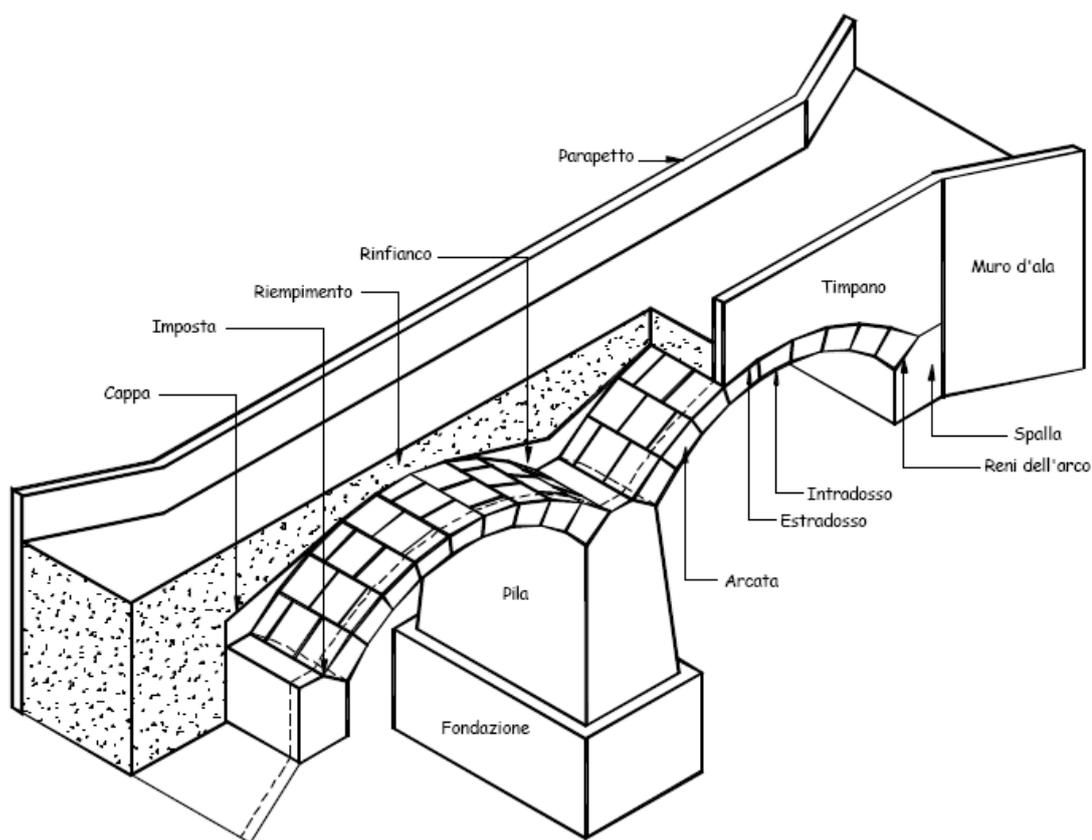


Figura 2.1: Spaccato assometrico di un ponte in muratura a due campate uguali

Con riferimento alla *Figura 2.1*, le parti che costituiscono un ponte in muratura sono sinteticamente:

- *Arcata*: è la struttura che porta il piano percorribile
- *Spalle*: costituiscono la struttura che sostiene l'arcata

- *Pile*: costituiscono la struttura che sostiene l'arcata tra più campate continue
- *Rinfianco, Cappa, Riempimento*: forniscono un piano percorribile piano
- *Timpani*: contengono lateralmente il riempimento, la cappa e il rinfianco
- *Fondazioni*: costituiscono la base di collegamento tra le pile ed il terreno.

2.1.1. Arcata

L'*arcata*, spesso denominata anche come volta, è un elemento costruttivo a profilo curvilineo, adottato per creare un vano e in grado di sostenere i carichi della struttura sovrastante con sole sollecitazioni a compressione.

Nell'arco si possono distinguere le seguenti parti:

- *Intradosso e estradosso*: rispettivamente le superfici inferiore e superiore dell'arco;
- *Archivolti o piano di fronte*: le superfici frontali dell'arco;
- *Chiave*: il punto più in alto della curva di intradosso;
- *Imposte*: le giunture di appoggio dell'arco sui piedritti;
- *Corda o luce*: la distanza tra i due piedritti di sostegno dell'arco;
- *Freccia o monta*: distanza tra il punto in chiave e la corda;
- *Reni*: porzione dell'arco dell'apertura di circa 30° dalle imposte, piano di rottura nel quale più facilmente si rompe una volta.

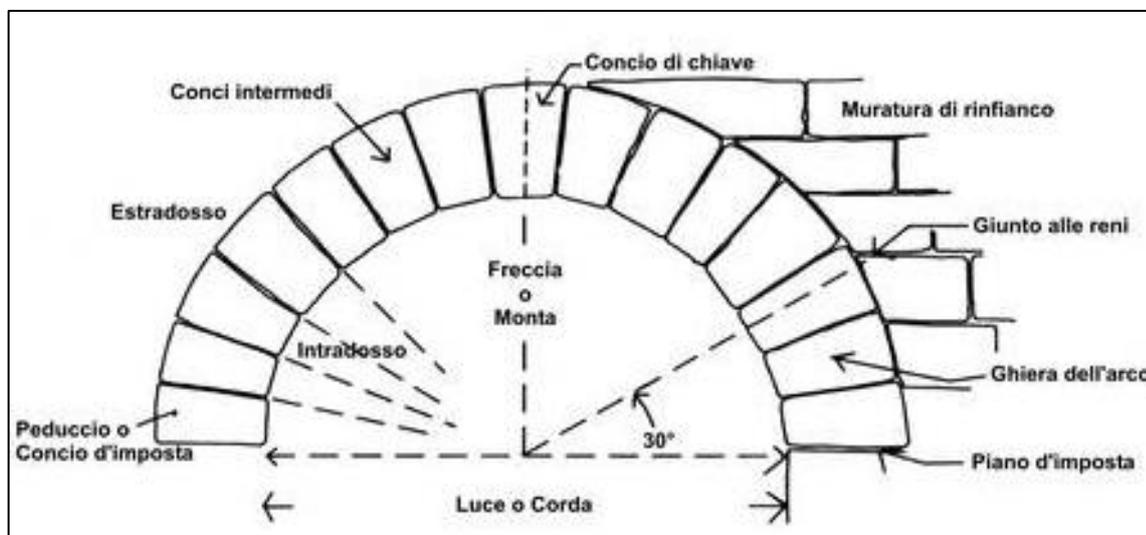


Figura 2.2: Parti che compongono l'arco

Nei ponti vengono generalmente impiegate arcate a botte, ovvero intradosso cilindrico e a pianta retta, l'ampiezza della curva individua diverse tipologie distinte dal ribassamento, ovvero dal rapporto freccia f su luce L :

- *Arco a tutto sesto (semicircolare):* $0.4 < f/L < 0.5$
- *Arco ribassato (circolare, policentrico, semiellittico):* $0.1 < f/L < 0.4$
- *Arco acuto o ogivale (tipologia medievale):* $f/L > 0.5$

I materiali comunemente impiegati sono:

1. *Pietra da taglio*
 2. *Pietrame in conci*
 3. *Mattoni*
 4. *Calcestruzzo.*
1. Le volte in *pietra da taglio* si eseguono solo per i ponti a carattere monumentale, o quando si richieda un materiale molto resistente. Negli altri casi la pietra da taglio viene limitata alle arcate frontali esterne, che prendono nome di armille, o ai cuscinetti d'imposta. Naturalmente il materiale viene lavorato in cunei con facce perfettamente squadrate, da potersi mettere in opera senza malta, ottenendo il perfetto contatto delle facce dei conci adiacenti.
 2. Le volte in *pietra concia* vengono costruite con pietre tenere facilmente lavorabili, squadrate in forme di piccoli cunei. I piani dei giunti trasversali e longitudinali si pongono sempre normali all'intradosso. Nella distribuzione dei pezzi nello stesso filare o in quelli successivi si eseguono gli stessi criteri della muratura a mattoni, ossia collocazione alternata di punti e fascia.
 3. Le volte in *mattoni* sono molto resistenti e molto usate; vanno però eseguite impiegando malta di cemento. Data la forma di parallelepipedo dei mattoni, disponendo questi radialmente, nelle volte piuttosto grosse si raggiungerebbe all'estradosso uno spessore di malta di $2 \div 3 \text{ cm}$ che nuocerebbe alla resistenza della struttura. Per evitare questo inconveniente si usa costruire la volta ad anelli multipli che staticamente funzionano come una serie di volte indipendenti appoggiate le une alle altre.
 4. Le volte in *getto di calcestruzzo* sono le più economiche e di più rapida esecuzione. Si preferisce il getto unico; per grandi volte si eseguono più getti dopo aver diviso l'arcata in tanti conci. Sono piuttosto leggere e adattissime per ponti obliqui.

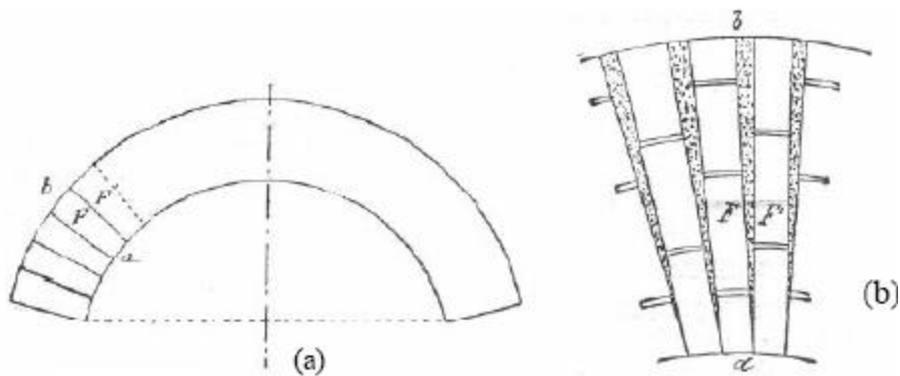


Figura 2.3: (a) metodo ordinario, (b) allargamento dei giunti

Le volte possono essere a spessore costante, cioè con superfici dell'intradosso ed estradosso parallele, oppure a spessore variabile, tendente ad aumentare verso l'imposta in modo continuo o con brusche riseghe. Per archi di piccola luce si lascia invariato lo spessore della volta; nelle arcate di una certa importanza, specialmente se ribassate, lo spessore viene aumentato verso l'imposta.

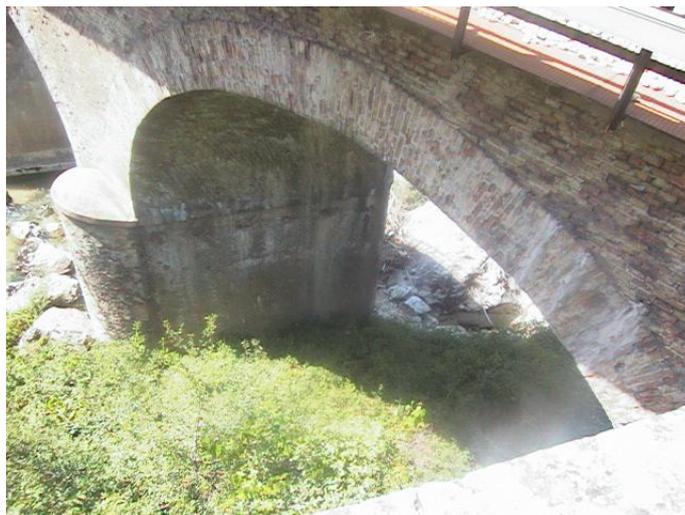


Figura 2.4: esempio di arcata, Orte–Falconara km 236+178

2.1.2. Spalle

Le *spalle* dei ponti sono, in genere, massicci muri di sostegno in muratura che, oltre ad assolvere alla funzione di sostegno del terreno, forniscono appoggio alle arcate terminali. Sono strutture massicce, costituite in genere da un robusto piedritto nel senso alla corrente del fiume simile ad una pila. In alcuni casi la spalla è munita di due muri di accompagnamento.

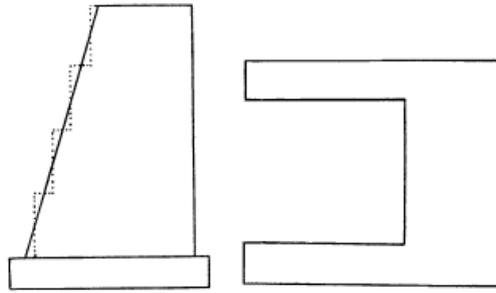


Figura 2.5: Sezione longitudinale e pianta di una spalla

Mentre le volte centrali di un ponte trasmettono alle pile azioni prevalentemente verticali, almeno con riferimento ai pesi propri, l'ultima arcata trasmette alla spalla anche una rilevante spinta orizzontale che deve essere sopportata adeguatamente dalla struttura della spalla. Per questo motivo le spalle sono in genere più ampie della loro parte visibile, con sezione trapezia o rettangolare, con sezione rettangolare massiccia o rettangolare con muri d'irrigidimento nella direzione dell'asse longitudinale del ponte, *Figura 2.5*.

Uno dei dissesti possibili deriva dallo scorrimento dei giunti di malta attivato dalle forti spinte orizzontali trasmesse dall'arcata; per questo le reni degli archi non presentano giunti di malta orizzontali, ma una tessitura con giunti di malta disposti normalmente alla direzione di spinta. Nei ponti di grande luce la spalla può raggiungere proporzioni ragguardevoli. In questi casi si ritrova sovente un vano all'interno del manufatto, coperto da una grossa volta a sesto ribassato. La spinta dell'arco neutralizza in parte quella proveniente dall'arcata del ponte e sopperisce l'alleggerimento della spalla. I vani nascosti all'interno delle spalle vengono realizzati talvolta appositamente con l'intento di alleggerire la struttura realizzando un arco rovescio di fondazione.

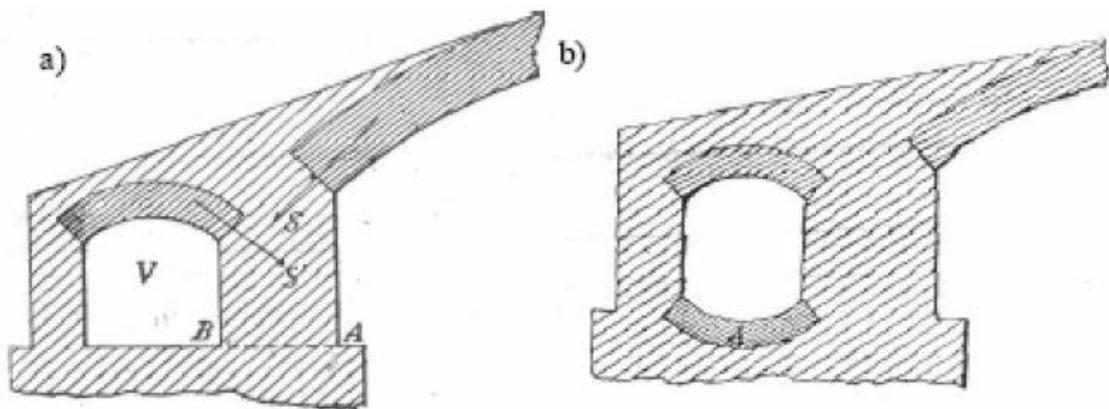


Figura 2.6: a) Vano per diminuire il volume delle spalle; b) Vano per diminuire il carico di fondazione

Un'altra tecnica di alleggerimento delle spalle dei ponti di grande luce è quella di munirle di contrafforti in direzione parallela all'asse del ponte. In alcuni casi le estremità dell'arco venivano prolungate entro le spalle e confinate con muratura piena ovvero lasciandovi dei vani in adiacenza. La necessità di deviare il flusso della piena ha condotto all'introduzione di rostri a monte e a valle delle spalle.

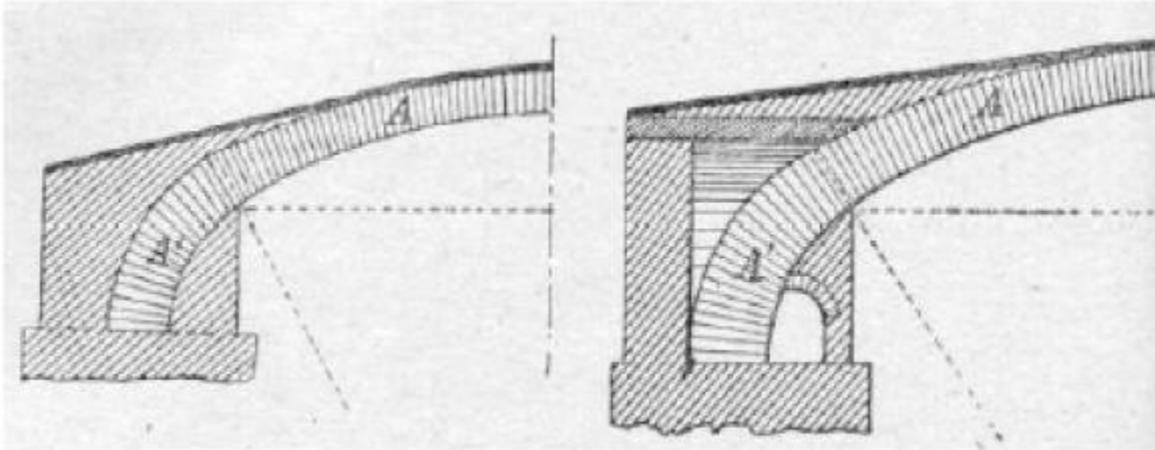


Figura 2.7: Altra tecnica di alleggerimento delle spalle, prolungamento dell'arco

2.1.3. Pile

Le *pile*, dovendo riunire esigenze statiche ed estetiche, vengono realizzate nelle forme più svariate. Esse hanno sezione orizzontale rettangolare o trapezia, ma quest'ultimo solo per i ponti con sviluppo planimetrico non rettilineo; le pile fondate nei corsi d'acqua possono essere provviste di *rostri* per ridurre la turbolenza sottovento e per deviare il materiale galleggiante trasportato dalla corrente.

I paramenti delle pile possono essere verticali (ponti) o a scarpa (viadotti), sia rastremando il solo paramento esterno oppure, nei casi di maggior impegno, rastremando entrambe le dimensioni. L'inclinazione dei lati corti è minore di quella dei lati maggiori; la legge di variazione del profilo può essere lineare o curvilinea (in particolare logaritmica).

Le pile da ponti hanno altezza di 12÷15m dallo spiccatto della fondazione, hanno in genere pareti verticali o con scarpa di 1/10÷1/20. Se il ponte è ferroviario in curva, le pareti di testa vengono costruite con due scarpe diverse, maggiore dalla parte esterna, per equilibrare la spinta centrifuga. Anche per le pile si presenta la necessità di contenere la pressione trasmessa al terreno; l'accorgimento tecnico è l'inserimento di vani vuoti per ridurre il peso proprio della struttura. Le pile situate nell'alveo di un corso d'acqua presentano, sia a monte sia a valle, due appendici detti *rostri* con la funzione di modificare gradatamente la sezione dell'alveo, di deviare il materiale trasportato dal fiume e ridurre la turbolenza della corrente.

Le *pila-spalle* sono presenti nei ponti a più luci ogni n campate e nascono dall'esigenza di garantire la sopravvivenza almeno parziale del ponte quando dovesse collassare un'arcata. Specie nei viadotti, il crollo di un'arcata determina l'insorgere di spinte orizzontali in sommità alle pile, spinte cui la pila non può resistere. Di conseguenza è possibile un collasso in sequenza di molte pile, che si arresta quando una delle pile è in grado di equilibrare la spinta orizzontale dell'arcata residua. Questa pila deve presentare maggiore resistenza mediante un ampliamento delle sue dimensioni e costituisce quella che viene definita, appunto, una *pila-spalla*, *Figura 2.8*

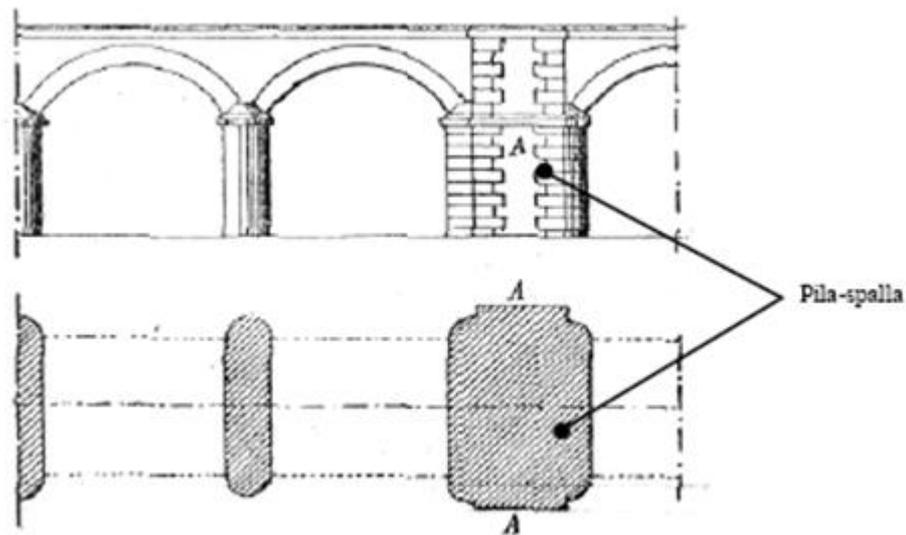


Figura 2.8: Esempio di pila-spalla

I testi storici di *Tecnica delle Costruzioni in muratura* si riferiscono alla *pila-spalla* anche come un modo per poter eseguire il ponte per gruppi di arcate: in questo caso l'ultima arcata realizzata poggiava su una pila in grado di sostenerne la spinta.

2.1.4. Rinfianco, Cappa, Riempimento

Al di sopra delle arcate, lo spazio necessario a realizzare un piano del ferro orizzontale viene colmato con due distinti materiali: in prossimità della volta, e con spessore maggiore al di sopra delle imposte e sulle pile, viene disposto il *rinfianco*; al di sopra del rinfianco viene collocato il *riempimento*, costituito da materiale sciolto o conglomerato poverissimo che porta il livello complessivo della struttura al piano viario.

Tra *rinfianco* e *riempimento* si ritrova la *cappa* che assolve la funzione d'impermeabilizzare il ponte.

Il *rinfianco* è costituito, in genere, da un conglomerato con discrete caratteristiche meccaniche, inferiori rispetto a quelle della muratura delle arcate, e di peso maggiore rispetto a quello della volta. Esso assolve due funzioni:

- *Zavorrare*: stabilizza l'arco, devia la spinta alle imposte verso la direzione verticale;
- *Ostacolo al cinematisimo*: costituisce un ostacolo alla formazione del meccanismo di collasso dell'arco.

La *cappa* è formata da uno strato di materiale impermeabile posto a protezione della muratura e dei rinfianchi; in corrispondenza dei piedritti la cappa crea una canaletta di raccolta, raccordando con superfici cilindriche le diverse pendenze dei rinfianchi; la canaletta è riempita con materiale drenante (pietrisco) e da essa si dipartono, normalmente all'intradosso dell'arco, i pluviali di smaltimento.

La cappa è costituita da 3-4 cm di malta idraulica o cementizia (con molto legante, 350 kg/m³) preparata con sabbia grossa e ricoperta da 1,5 cm di asfalto bituminoso.

Per evitare le infiltrazioni lungo i muri andatori la cappa risale, con spessore ridotto, fino sotto al cordolo di coronamento. Nei ponti ferroviari il problema dell'impermeabilizzazione è particolarmente sentito, data lo scarso impedimento all'acqua che danno la massicciata ed il riempimento.

Il *riempimento* è posto al di sopra della cappa ed è contenuto lateralmente dai timpani. Poiché esso deve essere abbastanza leggero, permeabile all'acqua senza originare rigonfiamenti o disgregazioni, è in genere costituito da materiale sciolto, nei ponti ferroviari spesso da ghiaia (smarino delle gallerie) o ballast.

Secondo prescrizioni codificate dalla tecnica costruttiva, l'altezza del riempimento tra la suola della rotaia ed il punto più alto della cappa dovrebbe essere non inferiore a 40 cm; se l'altezza della costruzione è limitata possono essere sufficienti 30 cm (linee a scartamento normale e traffico notevole), ma mai minori di 15 cm (linee secondarie a ridotto traffico) per lo strato sotto la traversina.

In genere lo spessore del riempimento in chiave è pari allo spessore, in chiave, dell'arcata.

2.1.5. Timpani

I *muri andatori*, o *timpani*, hanno il compito di contenere il riempimento che insiste sulla volta e sui rinfianchi, ovvero di assorbire le spinte orizzontali delle voltine di alleggerimento longitudinali. Per evitare un sovraccarico puntale alle estremità della volta, costituito dal

peso dei timpani, questi sono, in genere, costituiti con murature più leggere di quelle dell'arcata e del rinfiacco.

2.1.6. Muri d'ala

I *muri d'ala* (o *di risvolto*), sono collocati sui lati della spalla ed hanno la funzione di contenimento del terreno dei rilevati di accesso al ponte; se sono disposti essenzialmente in direzione parallela all'asse del ponte, essi divengono dei contrafforti d'irrigidimento della spalla. Al loro posto si possono ritrovare i muri d'ala, disposti in prosecuzione della spalla e generalmente con svasatura di 60° - 80° rispetto all'asse del ponte. Essi si abbassano seguendo la scarpa del rilevato fino ad un'altezza sulla fondazione di 1-2 metri.

2.1.7. Fondazioni

Nei ponti in muratura si riconoscono tre tipi di fondazione:

- a) La fondazione profonda su pali;
- b) La fondazione superficiale o semi-profonda su pozzo;
- c) La fondazione a platea

a) FONDAZIONI PROFONDA SU PALI

L'utilizzo di pali in legno nelle fondazioni è una tecnica che risale ai tempi dei Romani, il diametro utilizzato per questo tipo di pali varia da 20 a 35 cm, le dimensioni di un tronco d'albero facilmente trasportabile, per una lunghezza che raramente supera i 10 metri, vista la difficoltà d'infissione.

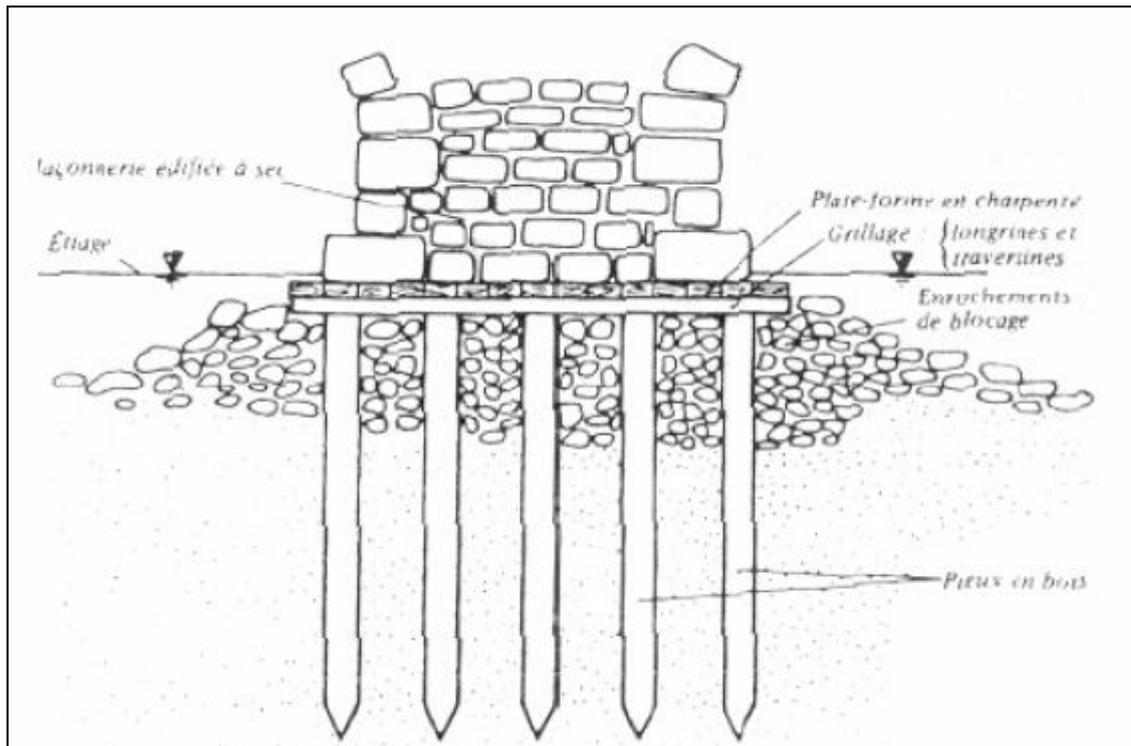


Figura 2.9: Fondazione su Pali

Nelle opere più antiche, i pali erano battuti all'interno di un grigliato di travi lignee a sostegno della pila, in alcuni casi senza un plinto di collegamento intermedio.

In epoca successiva i pali vennero disposti secondo maglie più regolari, a distanze variabili tra 0.8 e 1.5 metri e collegati, dopo il taglio, per mezzo di un grigliato in legno destinato a ripartire il carico verticale.

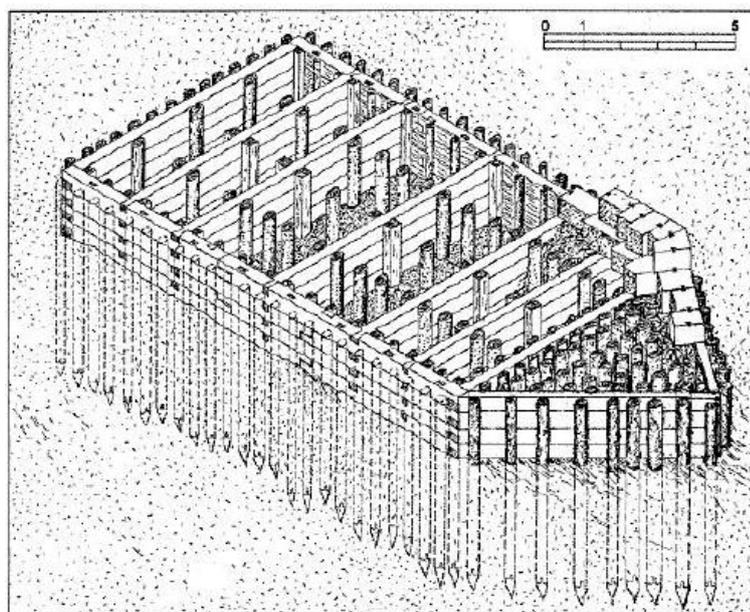


Figura 2.10: Grigliato di travi per ripartire il carico

Per bloccare la testa dei pali, prima di porre in opera il tavolato in legno, veniva disposto un riempimento in pietra tenera e malta. Le nuove tecniche e lo sviluppo dei mezzi di pompaggio permisero di stabilire la base della pila ad alcuni metri sotto il livello dei fiumi. Inizialmente, anticipando certe procedure di scavo mediante palancole. Verso la fine del XVIII secolo questa tecnica viene sostituita da quella del cassone affondato.

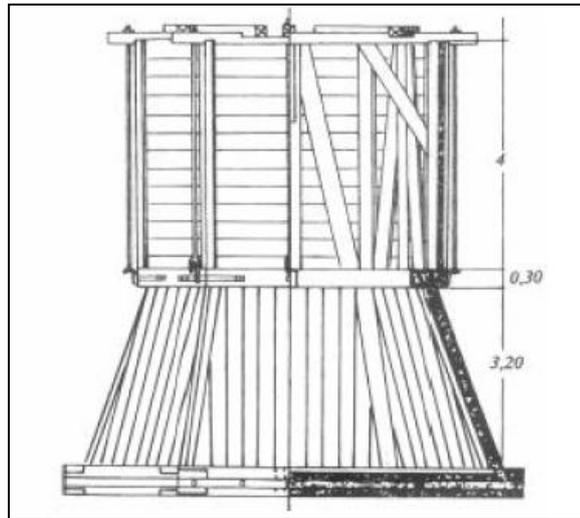


Figura 2.11: Cassone affondante

Il cassone veniva assemblato a riva, riempito nella parte inferiore con 3 o 4 corsi di muratura a formare la base dello scafo e affondato in corrispondenza della pila. La costruzione della muratura procedeva dentro al cassone fino al livello dell'acqua; successivamente il cassone veniva smontato e riutilizzato per le altre pile.

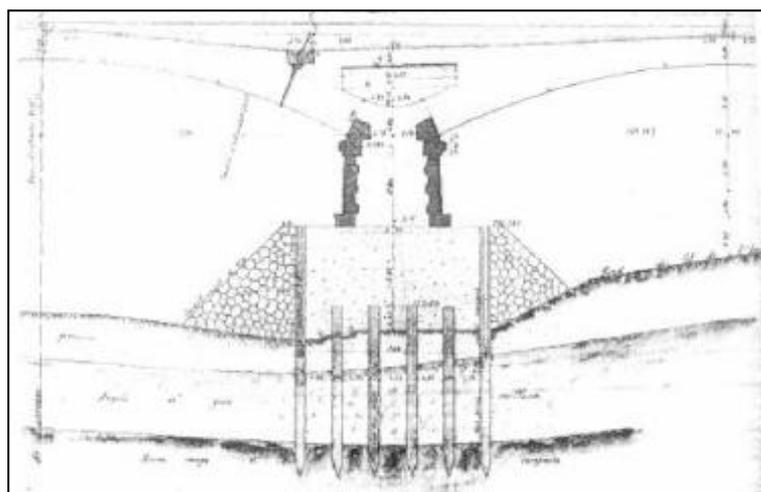


Figura 2.12: Fondazioni su pali con blocco di calcestruzzo, immerso nell'acqua circondata da una cortina di palancole

Nel XIX secolo vennero sviluppate tecniche diverse che impiegavano il calcestruzzo. L'ancoraggio dei pali inizia ad essere realizzato mediante un grosso blocco di calcestruzzo, consentendo l'abbandono del grigliato in travi di legno. Per evitare il dilavamento del calcestruzzo veniva realizzata una cortina di palancole in legno a corona dell'area di getto.

b) FONDAZIONI SUPERFICIALI

Fondazioni superficiali si ritrovano solo quando il substrato roccioso si trova a breve distanza dal piano di campagna. Per le opere di maggior rilievo, la fondazione della pila era realizzata mediante un allargamento, spesso realizzato con blocchi lapidei. Nei casi in cui era possibile dragare il fondo, si faceva ricorso a cassoni privi di chiusura inferiore, e si gettava calcestruzzo a secco all'interno. Successivamente, la disponibilità di leganti in grado di fare presa anche sott'acqua consentirono di gettare il calcestruzzo direttamente in acqua. Spesso la struttura di fondazione veniva fortemente ingrossata nel senso della corrente per limitare il rischio di erosione della struttura fondale.

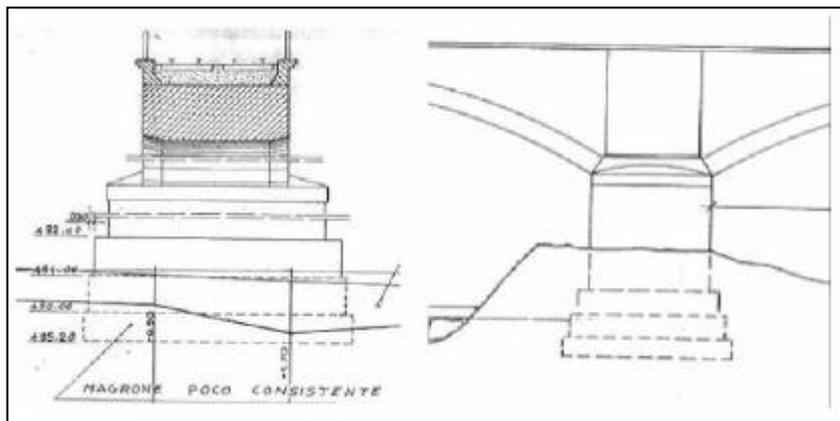


Figura 2.13: Fondazione superficiale

c) FONDAZIONE A PLATEA

La fondazione a platea è costituita da un'unica struttura fondale comune a tutte le pile e che, in corrispondenza del ponte, viene a ricoprire il fondo dell'alveo fluviale. In generale questo tipo di fondazione è stato impiegato nella realizzazione di piccole opere ad un solo arco ed è stata realizzata a profondità maggiore di 1 metro al di sotto del livello di secca. Presenta un tallone a monte ed uno a valle ed è, in genere, circondata da una paratia di pali collegati da legname e da tavoloni disposti verticalmente.

2.2. ANALISI DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA

La verifica di un arco in muratura in condizioni di carico statico è stata ampiamente trattata in passato con metodi di calcolo manuali. Negli ultimi decenni ci si è trovati di fronte anche al problema della dinamica dell'arco, soggetto a terremoti e carichi mobili, contemporaneamente allo sviluppo di metodi di verifica agli elementi finiti, grazie al potenziamento dei calcolatori automatici. Questo nuovo metodo di verifica sembrerebbe la risposta a questi nuovi problemi di dinamica, ma l'utilizzo del metodo agli elementi finiti va fatto con senso critico nel caso di strutture in muratura, perché è noto che il laterizio è un materiale che non ha una apprezzabile resistenza a trazione. Questo è il motivo per cui è necessario ricorrere a dei modelli fortemente non lineari per poter ottenere dei risultati realistici ed affidabili.

Da studi fatti su esempi reali ed in laboratorio, è emerso che il livello tensionale negli archi in muratura è poco significativo per la verifica della sicurezza e l'entità delle deformazioni risulta essere poco interessante. Il fattore condizionante è invece l'innescò del *meccanismo di collasso*, che è formato da quattro cerniere se i carichi sono asimmetrici e cinque cerniere se i carichi sono simmetrici. Definita la *curva delle pressioni* la linea la cui tangente in ciascun punto è coincidente con la retta d'azione della risultante di tutte le forze (comprese le reazioni vincolari), le cerniere hanno origine nei punti in cui la curva delle pressioni esce dallo spessore dell'arco. L'elevato momento flettente che insorge induce, perciò, ad una forte parzializzazione della sezione. Se la curva delle pressioni giace all'interno del nocciolo centrale di inerzia, il momento flettente è di limitata entità e la sezione rimane interamente compressa. Naturalmente la scarsa resistenza a trazione della muratura, in caso di parzializzazione della sezione, porta la sezione stessa ad aprirsi riducendo ad una limitata zona di contatto la trasmissione dello sforzo di compressione tra i due conci successivi.

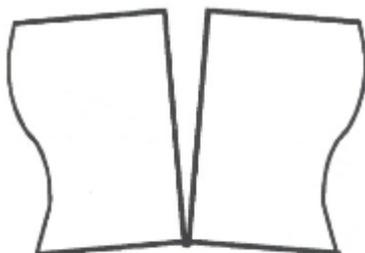


Figura 2.15: rappresentazione della parzializzazione della sezione

Se l'arco fosse realizzato di materiale resistente a trazione, si avrebbe invece una normale sezione inflessa con la trasmissione del momento flettente da una sezione a quella successiva. E' lecito pertanto fare le tre seguenti ipotesi (J. Heyman, 1982) nel metodo di verifica degli archi murari:

- infinita resistenza a compressione della muratura;
- resistenza a trazione nulla della muratura;
- assenza di scivolamento tra due conci successivi.

L'assenza di scivolamento è giustificata dal fatto che l'elevato sforzo di compressione comporta un elevato sforzo tangenziale tra due conci contigui.

Con queste ipotesi, il dominio limite per una sezione in muratura risulta l'area racchiusa dalle due parabole in *Figura 2.16* (Clemente, 1995):

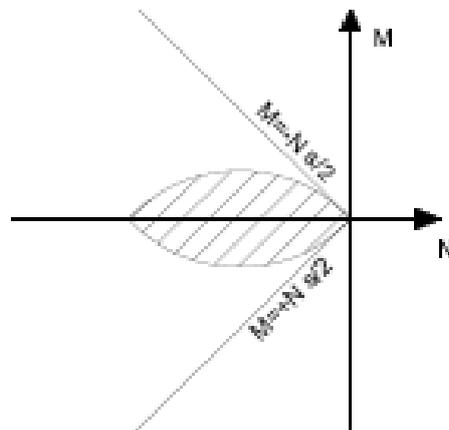


Figura 2.16: Dominio limite della muratura

dove:

$$M = \pm \frac{bs^2}{2} \sigma_0 \frac{N}{N_0} \left(1 - \frac{N}{N_0}\right)$$

$$y = \frac{dM}{dN}$$

La verifica di sicurezza viene condotta definendo intensità e posizione dei carichi che fanno uscire la curva delle pressioni dallo spessore dell'arco. Analogamente si può dire che la verifica consiste nel ricercare lo spessore minimo per contenerla all'interno della sagoma dell'arco.

A dimostrazione di tale affermazione ci si può avvalere di due teoremi (Clemente, 1995): il *Teorema della sicurezza* ed il *Teorema dell'unicità*.

Il teorema della sicurezza afferma che *“una struttura è sicura se può essere individuata una curva funicolare in equilibrio con i carichi esterni, giacente tutta all’interno della sagoma dell’arco”*. La curva funicolare trovata non deve essere necessariamente quella effettiva, ma una qualsiasi curva funicolare che rispetti la condizione di equilibrio ed iscrizione nella sagoma dell’arco. Inoltre non interessa l’effettiva distribuzione delle tensioni all’interno della sezione e quindi non è necessario conoscere il legame costitutivo del materiale. E’ il fatto che la curva funicolare è interna alla sagoma che assicura che tra una sezione e l’altra vengano trasmessi solo sforzi di compressione.

Il teorema dell’unicità afferma che *“data una struttura con carichi permanenti immutati e soggetta a carichi accidentali che variano dal loro valore di esercizio al valore di collasso, il valore del moltiplicatore dei carichi accidentali corrispondente alla rottura è unico”*.

A seconda delle condizioni di carico, si possono effettuare le seguenti verifiche degli archi murari:

- Verifica in presenza di carichi fissi
- Verifica in presenza di carichi mobili
- Verifica in presenza di azioni orizzontali

2.2.1. Verifica in presenza di carichi fissi

In presenza un arco soggetto a carichi fissi e simmetrici, se la curva d’asse dell’arco coincide con la funicolare dei carichi fissi - quali peso proprio e sovraccarichi permanenti - non c’è il rischio di collasso per formazione di meccanismo e l’arco può avere uno spessore sottile in funzione della resistenza del materiale e dell’instabilità. Se l’arco non è funicolare del carico fisso, allora esiste un valore minimo dello spessore che contiene la curva delle pressioni. Se lo spessore è inferiore a quello minimo, allora l’arco collasserà immediatamente. Lo spessore è minimo, quando esiste una sola curva funicolare contenuta nell’arco. Tale curva tocca in diversi punti alternativamente l’estradosso e l’intradosso. Al momento del collasso dell’arco, tali punti di contatto sono punti di potenziale formazione delle cerniere del meccanismo. Se i carichi fissi applicati sono simmetrici, anche il meccanismo di collasso lo sarà e si formeranno cinque cerniere.

2.2.2. Verifica in presenza di carichi mobili

Si consideri un arco per il quale esista un poligono funicolare connettente i carichi fissi e compreso nella sagoma dell’arco. Su tale arco sia applicato un carico verticale uniforme, a partire dall’imposta fino ad una certa ascissa x_p .

Al crescere dell'intensità del carico mobile fino al valore di collasso, la funicolare dei carichi cambia e si formano quattro cerniere. In condizioni ultime, la funicolare dei carichi passa per le cerniere formatesi e in corrispondenza delle cerniere interne, ossia non alle imposte, risulta tangente al profilo dell'arco. La ricerca del meccanismo di collasso e del relativo moltiplicatore dei carichi mobili va effettuata con un procedimento iterativo, che va iniziato assegnando un meccanismo e ricavando un moltiplicatore cinematicamente sufficiente dei carichi mobili. L'equazione di equilibrio si definisce applicando il principio dei lavori virtuali:

$$P_w + \lambda P_p = 0$$

dove: $P_w = \int_0^L (w + w_{riemp}) \eta dz$

$$P_p = \int_0^{z_p} p \eta dz$$

Si sono indicati con w e w_{riemp} il peso proprio ed il peso del riempimento.

A questo punto, noto il moltiplicatore cinematicamente sufficiente, è da verificarsi che tale moltiplicatore sia anche staticamente ammissibile. Si calcoleranno a tal proposito le reazioni vincolari, si tratterà la funicolare passante per le quattro cerniere e verificherà che sia ovunque contenuta nella sagoma dell'arco. Se questa condizione sarà soddisfatta, allora il moltiplicatore trovato è anche quello di rottura. In caso contrario, si sposteranno le cerniere nelle sezioni di massimo scostamento tra la funicolare e la sagoma e si itererà fino a quando non si troverà una funicolare tutta contenuta nella sagoma dell'arco.

2.2.3. Verifica in presenza di azioni orizzontali

Si consideri un arco circolare di spessore s e con angolo di apertura β , in equilibrio con i carichi fissi esterni al quale si applica un'accelerazione alla base. Secondo il teorema dell'unicità, riportato in precedenza, il valore dell'accelerazione di collasso è unico se si mantengono invariati i carichi verticali esterni. Per valori dell'accelerazione inferiori all'accelerazione di collasso, l'arco non subisce spostamenti relativi rispetto al suolo e non si ha la formazione del meccanismo di collasso. Si deduce, pertanto, che la verifica sismica di un arco si può condurre tramite considerazioni di tipo statico. La ricerca del moltiplicatore cinematicamente ammissibile si fa applicando il Principio dei Lavori Virtuali al seguente meccanismo:

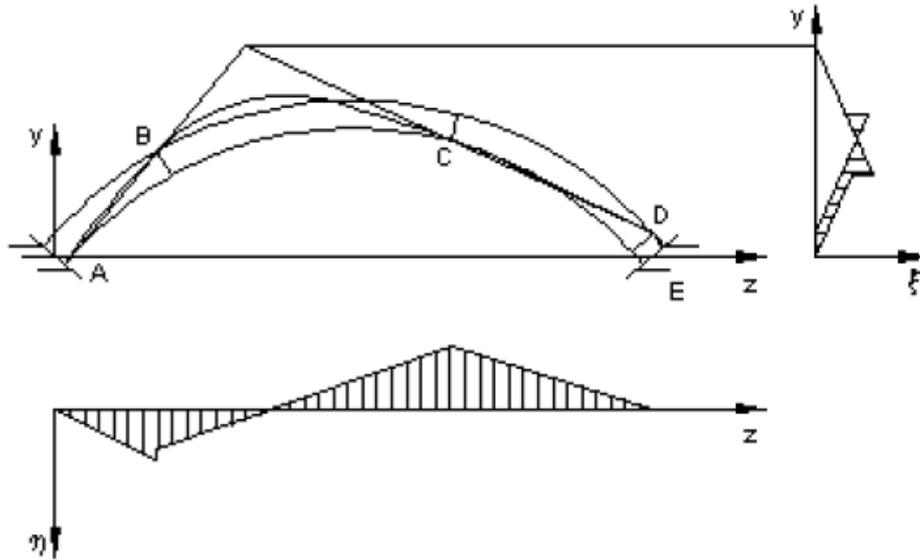


Figura 2.17: rappresentazione delle catene cinematiche dell'arco

Lo schema sopra riportato si riferisce ad un generico passo dell'iterazione per la ricerca del moltiplicatore di collasso e si modifica sul punto di formazione del meccanismo nella seguente maniera:

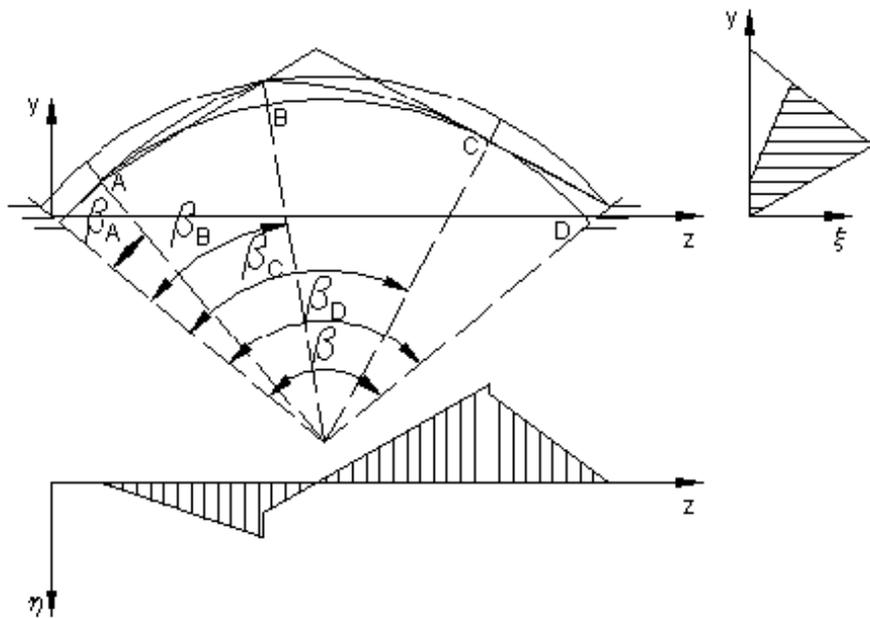


Figura 2.18: rappresentazione delle catene cinematiche per un arco discretizzato

Indicando con λ il moltiplicatore a collasso, m la massa per unità di lunghezza, η e ξ gli spostamenti verticali ed orizzontali, dall'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali si ottiene:

$$P_v + \lambda P_h = 0$$

$$P_v = \int_0^L m(z) \cdot g \cdot \eta dz$$

$$P_h = \int_0^L m(z) \cdot g \cdot \xi dz$$

$$\lambda = - \frac{\int_0^L m \cdot g \cdot \eta dz}{\int_0^L m \cdot g \cdot \xi dz}$$

Noto il moltiplicatore λ , si calcolano le reazioni vincolari e la funicolare che passa per le cerniere. Se la funicolare è tutta contenuta all'interno della sagoma, allora il moltiplicatore trovato è quello di collasso; altrimenti, si spostano le cerniere nei punti di massima distanza tra la linea d'asse e la funicolare ripetendo il procedimento appena descritto.

Il valore del picco di accelerazione di innesco del cinematismo è naturalmente funzione dello spessore dell'arco, ma anche l'angolo di apertura gioca un ruolo importante. Per piccoli valori di λ , il valore del moltiplicatore aumenta notevolmente, come si può vedere nel seguente grafico (Clemente, 1998):

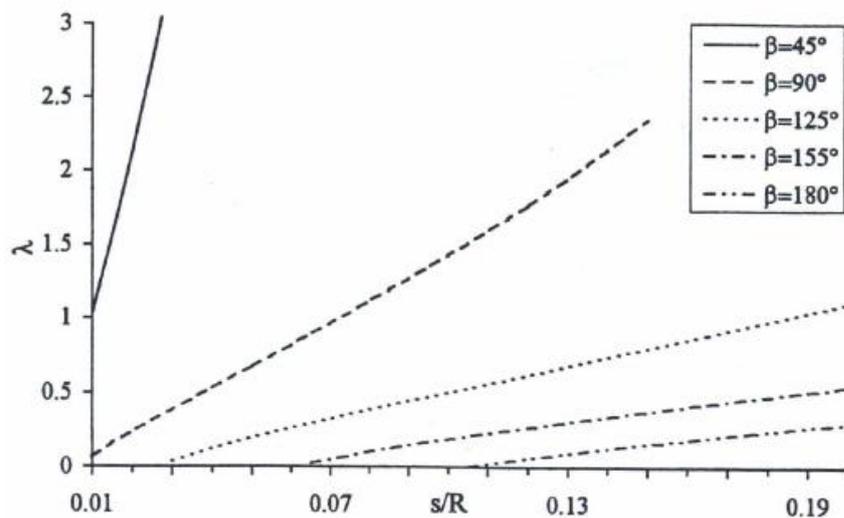


Figura 2.19: grafico di Clemente per la determinazione del moltiplicatore

È possibile fare delle considerazioni anche sulla posizione delle cerniere, in base ai materiali e alla forma dell'arco. Per quanto riguarda gli archi circolari con freccia elevata e materiale di riempimento leggero la cerniera A dell'imposta si sinistra, si forma sempre all'esterno dell'imposta e all'incirca con un angolo di apertura in modo che $\beta_A/\beta \approx 0,15$, mentre la cerniera D rimane sempre sull'imposta di destra. Si nota che tutte le altre cerniere interne si

formano sempre in zone ricorrenti; quanto detto viene riassunto nel grafico seguente elaborato da Clemente, 1998:

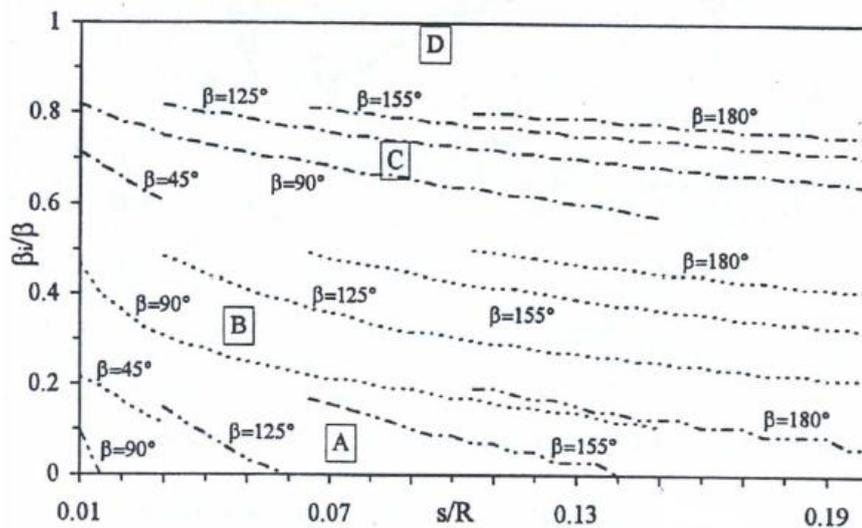


Figura 2.20: grafico per la determinazione della probabile posizione delle cerniere

Nelle equazioni di equilibrio utilizzate per il calcolo del moltiplicatore di collasso λ , vanno presi in considerazione oltre al peso proprio dell'arco, anche gli altri carichi quali il sovraccarico permanente del riempimento. Vi sono quattro possibili schemi diversi per rappresentare l'azione di questo sovraccarico che vengono chiamati $M1$, $M2$, $M3$ e $M4$.

Lo *schema M1* prevede che solo i conci del semiarco di sinistra siano soggetti alla forza di inerzia, dovuta alla striscia orizzontale di terreno. I conci di sinistra sono invece scarichi. Il valore della forza d'inerzia è dato dal prodotto dell'accelerazione di gravità per la massa della striscia orizzontale del riempimento afferente al concio stesso e delimitato dalla verticale passante per l'imposta di sinistra.

Lo *schema M2* deriva dallo *schema M1*, con la differenza che anche i conci di destra sono soggetti alle forze di inerzia positive, oltre al carico verticale, generando una condizione di carico emisimmetrica. Le forze d'inerzia sono pari al peso della striscia orizzontale di riempimento compreso tra l'estradosso della struttura e la verticale passante per la relativa imposta.

Nello *schema M3* la forza d'inerzia orizzontale agente su ciascun concio è pari al carico verticale gravante su di esso e anche in questo caso la condizione di carico è emisimmetrica.

Infine nello *schema M4* agisce una forza orizzontale uniformemente distribuita lungo l'altezza del semiarco di sinistra pari al peso del riempimento e dell'arco stesso.

La *Figura 2.21* riassume i quattro modelli di schematizzazione dei carichi del riempimento.

È opinione comune che lo *schema M1* sia il più realistico, mentre gli *schemi M3* e *M4* sono utilizzabili per verifiche preliminari vista la loro semplicità. Lo *schema M4*, tuttavia, è il più semplice da usare e fornisce i valori minori del moltiplicatore a collasso. In altre parole si può dire sia il metodo più conservativo fra i quattro.

Da prove fatte si evince che la presenza del riempimento provoca un innalzamento dell'accelerazione del suolo necessaria a far innescare il meccanismo di collasso, e quindi si conclude che il riempimento ha un effetto stabilizzante.

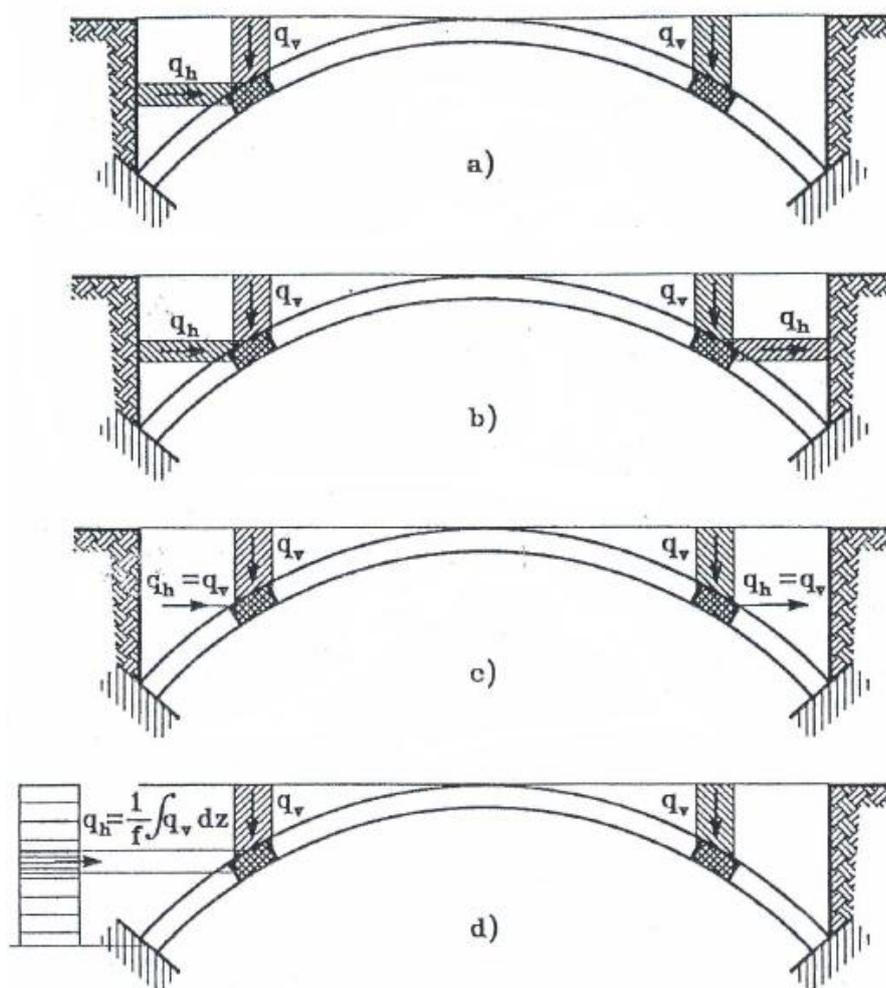


Figura 2.21: Schemi statici che si possono assumere per il riempimento

2.2.4. Oscillazioni libere e forzate degli archi

Si consideri un arco in equilibrio e gravato da carichi fissi, cui viene applicata un'accelerazione alla base per un breve istante. A causa dell'accelerazione impressa, l'arco comincerà ad oscillare attorno alla posizione di equilibrio compiendo rotazioni $\varphi(t)$ attorno alla posizione che possedeva all'istante $t = 0$. Se si trascura la dissipazione di energia che si

ha all'istante dell'impatto tra i conci che formano l'arco, l'equazione dell'oscillazione libera può essere ricavata dalla equazione di Lagrange in funzione dell'energia cinetica T , dell'energia potenziale V e della forza generalizzata Q . Si ottiene:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\phi}} \right) - \frac{\partial T}{\partial \phi} + \frac{\partial V}{\partial \phi} = Q$$

Risulta quindi interessante individuare quale sia la rotazione massima φ_v che l'arco può sopportare senza raggiungere il collasso. Il valore della rotazione che si individua, corrisponde ad un massimo dell'energia potenziale e una configurazione dell'arco in equilibrio instabile. I risultati ottenuti, da un punto di vista numerico, vengono riassunti nel seguente grafico:

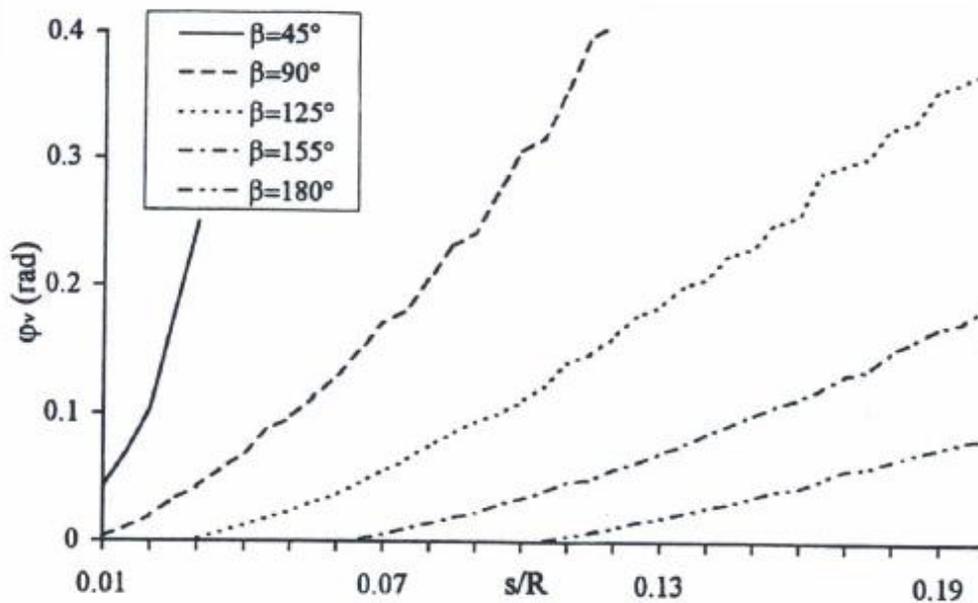


Figura 2.22: Grafico di Clemente necessario per determinare la rotazione

Analizzando il grafico, si possono trarre delle conclusioni riguardo ai rapporti del grafico:

- l'angolo φ_v aumenta con lo spessore dell'arco;
- l'angolo φ_v aumenta al diminuire dell'angolo β di apertura dell'arco.

CAPITOLO 3. ANALISI SISMICA TRAMITE METODO CINEMATICO

3.1. VERIFICA SISMICA SECONDO NORMATIVA NTC 2008

L'attuale Normativa vigente in Italia, ossia le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 e la relativa Circolare Applicativa, regola l'analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura, compresi anche i ponti murari esistenti.

Nel dettaglio, l'Appendice al capitolo 8 (C8A4):

“Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche, con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano), possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

[...]

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha = 0$). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- *trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);*
- *valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);*
- *valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;*
- *trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione α^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;*
- *verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.*

[...]

3.1.1. Analisi Cinematica Lineare

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti di edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche) ed eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella

rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^0 F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

n : è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

m : è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

o : è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

P_i : è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

P_j : è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$: è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$: è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$: è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'*i*-esimo peso P_i , assunto positivo verso l'alto;

F_h : è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

δ_h : è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la *h*-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

L_{fi} : è il lavoro di eventuali forze interne.

3.1.2. Analisi Cinematica Non Lineare

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0(1 - d_k/d_{k,0})$$

[...]

Noto il valore del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

dove:

$n + m$: è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$: è lo spostamento virtuale del punto di applicazione della forza peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale α^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione per cui si attiva il meccanismo vale quindi:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

in cui vengono considerati la massa che effettivamente partecipa al meccanismo e un fattore di confidenza, che va opportunamente cambiato nel caso in cui non si tenga in conto della resistenza a compressione della muratura.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesati sugli stessi:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

La resistenza e la capacità di spostamento relative allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei seguenti punti:

- SLD: dall'accelerazione spettrale α_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno

- *SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore tra il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , su una curva dove si sono raggiunte le condizioni di collasso, e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione.*

3.1.3. Verifiche di Sicurezza

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica. Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, valutato per $T = 0$:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$$

Per quanto riguarda invece lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si hanno due possibili verifiche: una semplificata, con fattore di struttura q , che risulta essere una *verifica analitica cinematica lineare*; una mediante spettro di capacità, ovvero un'*analisi analitica cinematica non lineare*.

[Nel primo caso,] *la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* di attivazione del meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:*

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

[Nel secondo caso,] *la verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4 \cdot d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come*

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento.

3.2. MECCANISMI DI COLLASSO

Seguendo il metodo di analisi sismica secondo l'approccio dato dalla Normativa, la prima fase consiste nell'individuare i meccanismi locali attivabili dall'azione sismica, che possono portare al collasso di parte o dell'intera struttura.

A tal fine, si sono definite alcune tipologie di ponti in muratura, con il rispettivo meccanismo di collasso.

In seguito, sono state effettuate *analisi di tipo parametrico* su ciascuna tipologia individuata, per valutarne la risposta sismica al variare di alcuni parametri significativi (quali ad esempio la luce o lo spessore dell'arco murario). Tali analisi sono state condotte tramite metodo cinematico (descritto nel *paragrafo 3.3*)

I meccanismi di collasso studiati sono:

➤ **PONTI AD ARCO IN MURATURA AD 1 CAMPATE CON IMPOSTE RIGIDE:**

Questa tipologia rappresenta il caso generale, già studiato con analisi parametriche da Clemente (*Introduction to dynamics of stone arches*, 1998) e descritto nel *paragrafo 2.2.3*. L'elemento più sensibile ad un'azione sismica longitudinale è l'arco, perciò il meccanismo di collasso interessa unicamente questa parte:

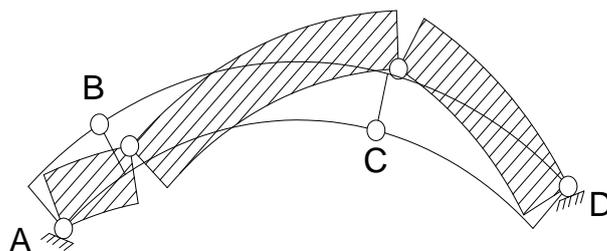


Figura 3.1: Meccanismo di collasso dell'arco per azione sismica longitudinale

Come si può notare dalla *Figura 3.1*, vi è la formazione di quattro cerniere plastiche e il meccanismo di collasso che si sviluppa risulta antimetrico. L'accelerazione sismica che porta all'innescio del meccanismo varia modificando i tre parametri che caratterizzano l'arco stesso: la luce L , la freccia f , lo spessore s .

➤ **PONTI AD ARCO IN MURATURA AD 1 CAMPATA CON SPALLE ALTE:**

In questo caso, il meccanismo più vulnerabile all'azione sismica longitudinale coinvolge non solo l'arco, ma anche le imposte, che non risultano più rigide come nel caso precedente.

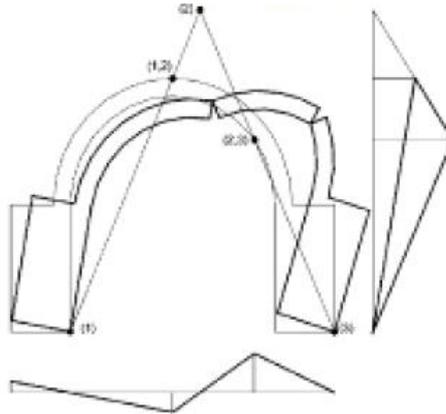


Figura 3.2: Cinematiso che coinvolge le imposte per ponti monocampata con spalle alte

La trattazione verrà ripresa nel *paragrafo 4.4*, dove si riportano anche i risultati dell'analisi parametrica.

➤ **PONTI AD ARCO A 2-3 CAMPATE:**

Nei ponti a 2-3 campate, è necessario considerare, oltre ai tre fattori che caratterizzano l'arco (luce, freccia, spessore), anche i parametri che caratterizzano le pile, ossia la larghezza B e l'altezza H . In funzione del rapporto H/B , si può suddividere questa tipologia di ponti in due categorie:

- *Ponti a Pile Tozze:* nel caso in cui $H/B \leq 1$, le pile risultano essere massive molto resistenti e la struttura tende a comportarsi come un arco monocampata, con la formazione di un meccanismo antisimmetrico di collasso che coinvolge unicamente l'arco singolo. Si può perciò considerare la successione di arcate come strutture indipendenti con vincoli alle imposte.
- *Ponti a Pile Snelle:* per un rapporto fra le pile $H/B > 1$, il meccanismo di collasso tende a coinvolgere la struttura nella sua globalità,

comprese le pile che tendono a ribaltarsi per la formazione di cerniere alla base delle stesse. All'aumentare del suddetto rapporto, questo comportamento diventa progressivamente più evidente. Inoltre, l'accelerazione orizzontale che innesca il cinematismo risulta più piccola rispetto a quella che determina la rottura dell'arco con imposte fisse.

Le analisi parametriche di questa tipologia sono riportate a partire dal *paragrafo 4.2*.

➤ **PONTI AD ARCO MULTICAMPATA (numero di campate >3):**

Anche in questa categoria, come la precedente, è necessario porre attenzione al rapporto H/B fra le dimensioni delle pile e si può distinguere fra:

- *Ponti a Pile Tozze*: nel caso in cui $H/B \leq 1$, la successione delle arcate può essere suddivisa e studiata come un arco monocampata, con la formazione di un meccanismo antisimmetrico di collasso che coinvolge unicamente l'arco singolo con vincoli alle imposte.
- *Ponti a Pile Snelle*: per un rapporto fra le pile $H/B > 1$, il meccanismo di collasso in senso longitudinale tende a coinvolgere la struttura nella sua globalità, con un comportamento riconducibile a quello dei ponti a 2-3 campate. La differenza fondamentale consiste nell'influenza dei vincoli sulle spalle: nella formazione del cinematismo, questi ultimi si possono considerare come punti fissi per la formazione delle quattro cerniere nel piano dell'arco (nel caso di ponti multicampata, questo processo coinvolge anche la base delle pile). All'innescarsi del meccanismo di collasso, le campate centrali sono meno influenzate dai vincoli fissi delle spalle, rispetto ai ponti a 2-3 campate.

Le analisi parametriche di questa tipologia sono riportate a partire dal *paragrafo 4.1*.

3.3. UTILIZZO DEL METODO CINEMATICO PER UN ARCO

Per poter verificare la stabilità di un arco soggetto ad un evento sismico, è stato sviluppato un foglio di calcolo in cui è possibile studiare il meccanismo di rottura di un ponte ad arco attraverso delle relazioni geometriche e le verifiche da Normativa, in cui si considera partecipante al meccanismo solo l'arco, al variare dello spessore e della luce del manufatto, o anche le pile/spalle, se si tratta di un tombino o di un ponticello dalle dimensioni ridotte, pari a quelle dei tombini.

L'impostazione dei fogli all'interno dei quali sono implementati i cinematismi prevede, innanzitutto, la creazione della geometria della struttura, seguita dall'assegnazione di una rotazione virtuale, dal calcolo degli spostamenti del baricentro di ciascun concio, dal calcolo dei pesi propri dei conci e del riempimento soprastante l'arco e infine l'applicazione del principio dei lavori virtuali e le verifiche secondo la normativa vigente.

L'ipotesi alla base di queste valutazioni è quella di piccoli spostamenti e quindi di piccole rotazioni. Per poter svolgere verifiche sismiche allo Stato Limite Ultimo è necessario lavorare con grandi spostamenti, per questo è stato scelto di discretizzare la rotazione θ in n passi di rotazione $\Delta\theta$.

La geometria che viene valutata si riferisce alla linea d'asse della struttura, mentre le cerniere sono collocate all'estradosso o all'intradosso di pile ed arco, conformemente al meccanismo reale della struttura. Per gli archi circolari è stata adottata una rappresentazione in coordinate polari come riportato di seguito:

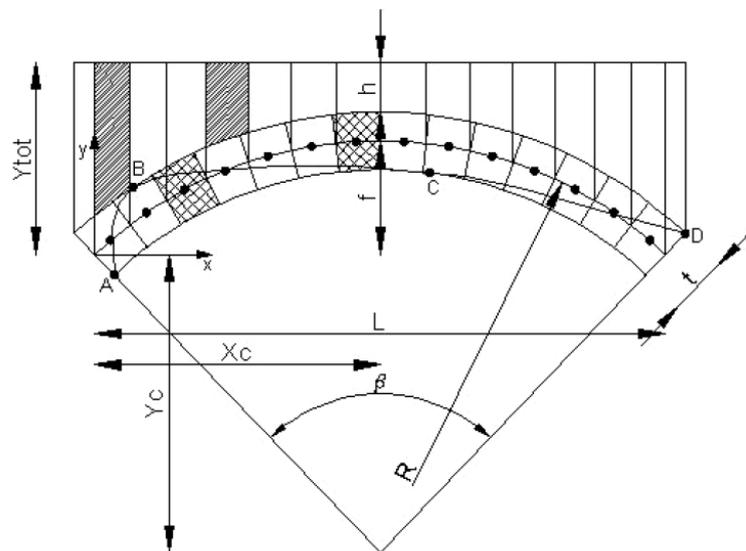


Figura 3.3: Discretizzazione dell'arco in conci

Nel caso in cui ci si trova di fronte alla situazione in cui le pile partecipano al meccanismo, bisogna fare attenzione che queste vengano considerate come un prolungamento dei conci di estremità dell'arco, quindi ne segue che l'angolo al centro sarà un angolo piatto e i raggi, che descrivono la geometria saranno variabili da punto a punto. Per questo motivo, per poter individuare le coordinate dei conci è stato necessario considerare pile ed arco in modo diverso, con formulazioni specifiche per ciascuna zona.

Sviluppare questa differenziazione in un'unica formula per il calcolo delle coordinate dei baricentri poteva risultare molto complesso ai fini della comprensione e dell'organizzazione della formulazione stessa, per questo si è deciso di procedere creando dei bottoni all'interno del foglio di calcolo, all'interno dei quali viene implementato l'algoritmo necessario, attraverso il programma Visual Basic for Application.

Per ciascun concio si procede quindi con la determinazione delle coordinate del baricentro nei seguenti modi:

- Per la prima pila :

$$X_{Gi} = \left(\Delta l * n^{\circ} \text{conci} - \frac{\Delta l}{2} \right) * \theta_i$$

$$Y_{Gi} = \left(\Delta l * n^{\circ} \text{conci} - \frac{\Delta l}{2} \right) / \cos(\theta_i)$$

- Per l'arco :

$$X_{Gi} = (H * \sin \theta_a) + \frac{L}{2} - \left[R_{i,mezzi} * \sin \left(\frac{\beta}{2} - \Delta \beta * n^{\circ} \text{concio} + \frac{\Delta \beta}{2} \right) \right]$$

$$Y_{Gi} = R_{i,mezzi} * \cos \left(\frac{\beta}{2} - \Delta \beta * n^{\circ} \text{concio} \right)$$

- Per la seconda pila :

$$X_{Gi} = L + \left(H + S + \Delta l * n^{\circ} \text{concio} - \frac{\Delta l}{2} \right) * \theta_i$$

$$Y_{Gi} = \left(L_{TOT} - \left(H + S + \Delta l * n^{\circ} \text{concio} - \frac{\Delta l}{2} \right) \right) / \cos(\theta_i)$$

Nel caso più semplice invece, ovvero nel caso in cui partecipa solo l'arco al cinematismo, le coordinate dei baricentri sono calcolate con le seguenti formule:

$$X_{Gi} = \frac{L}{2} - \left[R_i * \sin \left(\frac{\beta}{2} - \Delta\beta * n^\circ \text{concio} + \frac{\Delta\beta}{2} \right) \right]$$

$$Y_{Gi} = R_i * \cos \left(\frac{\beta}{2} - \Delta\beta * n^\circ \text{concio} \right) - (R - f)$$

Per gli archi parabolici o di forma generica la rappresentazione viene fatta con coordinate cartesiane:

$$y(x) = ax^2 + bx + c$$

$$b = \frac{4f}{L}$$

$$a = -\frac{4f}{L^2}$$

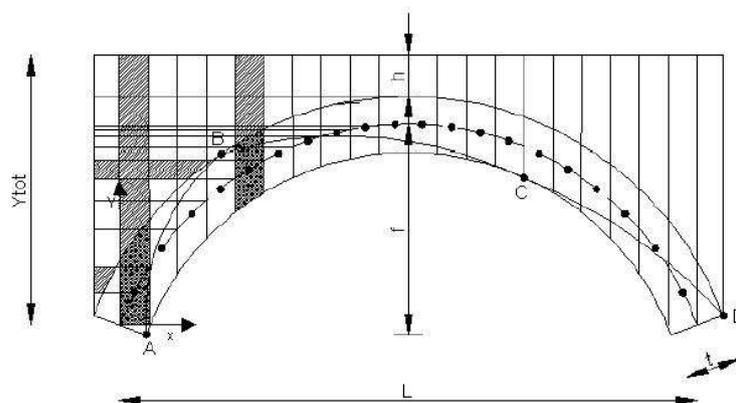


Figura 3.4: Definizione della geometria dell'arco

Una volta definita la *geometria*, si è proceduto con lo studio del *cinematismo*, che viene riprodotto nello schema sottostante per quanto concerne l'arco, mentre per quanto riguarda le pile è noto dalla letteratura che subiscono una rotazione rigida. Per quanto riguarda il calcolo degli incrementi viene applicata la stessa regola applicata per i conci di estremità dell'arco:

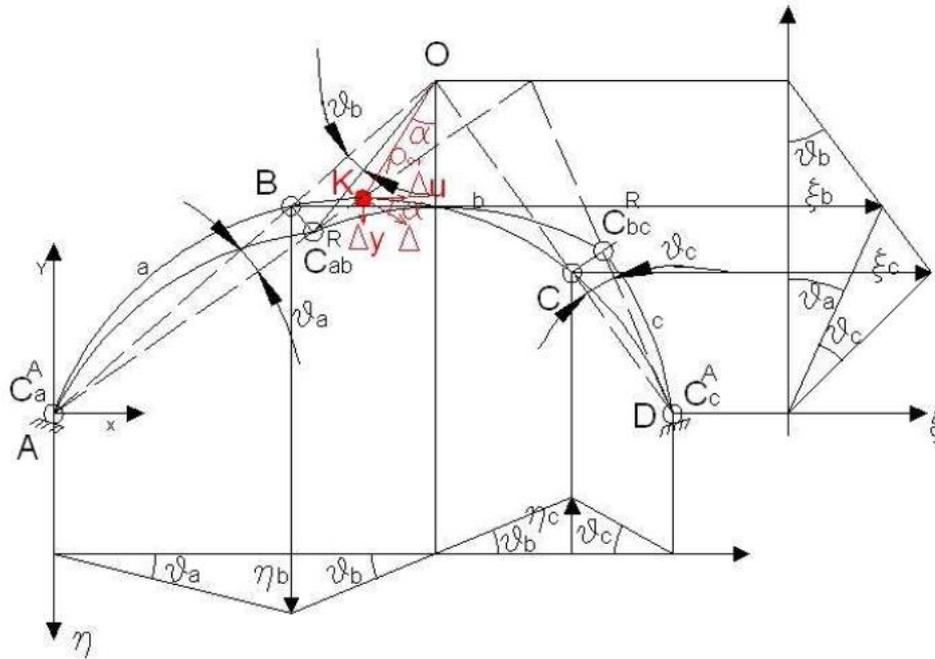


Figura 3.5: Determinazione degli spostamenti

Si individuano facilmente i tre conci in cui si suddivide l'arco e ai due di estremità appartengono eventualmente le pile. Vengono poi valutate le quattro cerniere che si formano A, B, C, D, anche se è opportuno ricordare che queste nella rappresentazione schematizzata si trovano sulla linea d'asse, mentre nella realtà si trovano all'estradosso o all'intradosso dell'arco, a seconda delle posizioni, e non sulla linea d'asse. È da considerare che è stata fatta anche un'altra semplificazione: le cerniere sono state considerate come ideali, ovvero perfettamente collocate sullo spigolo e senza attrito, anche se la realtà è differente, in quanto sussiste la possibilità di schiacciamento e di frantumazione del laterizio sullo spigolo stesso.

La rotazione del tronco a , chiamata θ_a , viene applicata all'inizio, e poi vengono calcolate in base a questa le rotazioni degli altri conci.

$$\vartheta_b = -\frac{X_B - X_A}{X_B - X_O} \vartheta_a$$

$$\vartheta_c = -\frac{X_C - X_O}{X_C - X_D} \vartheta_b$$

Le coordinate del centro istantaneo di rotazione O, calcolato per il tronco b , è stato individuato dall'intersezione delle rette passanti rispettivamente per A e B, la prima, e la seconda per C e D.

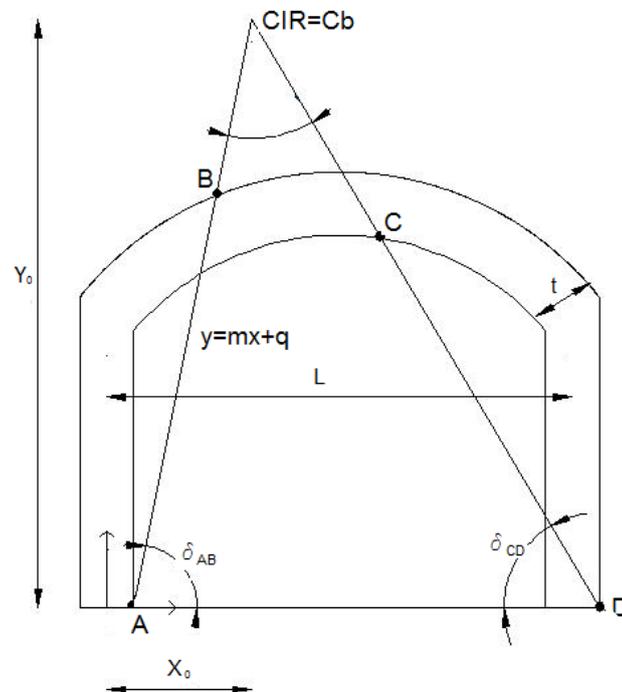


Figura 3.6: Individuazione del centro di rotazione per l'arco con le spalle

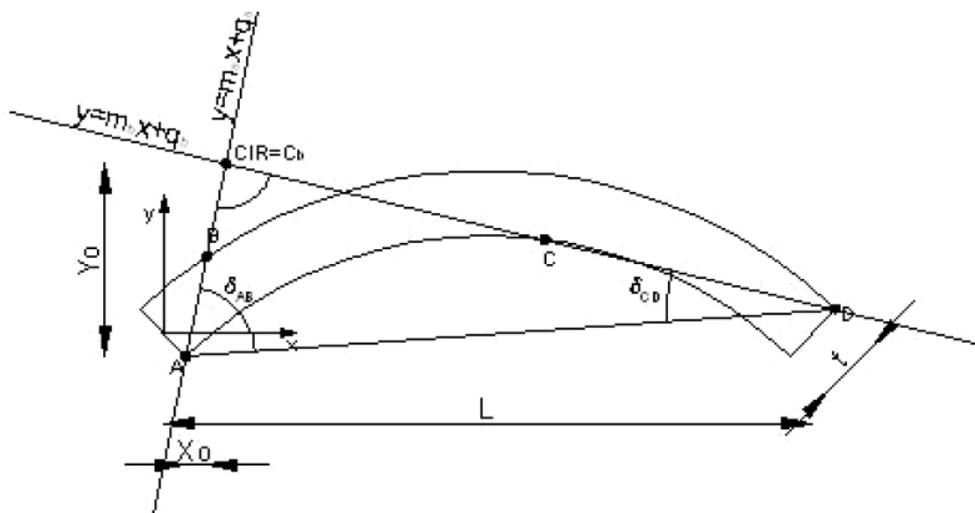


Figura 3.7: Individuazione del centro di rotazione per solo l'arco

Le coordinate sono state calcolate con i metodi classici della geometria, in cui si conoscono le equazioni di base delle rette:

retta a : $y(x) = m_a x + q_a$

retta b : $y(x) = m_b x + q_b$

$$m_a = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}$$

$$m_b = \frac{y_D - y_C}{x_D - x_C}$$

$$q_a = y_A - m_a x_A$$

$$q_b = y_C - m_b x_C$$

$$y_0 = \frac{q_a - q_b \frac{m_a}{m_b}}{1 - \frac{m_a}{m_b}}$$

$$x_0 = \frac{y_0 - q_b}{m_b}$$

I fogli di calcolo così creati, rappresentano in ogni istante la posizione del centro istantaneo di rotazione e delle cerniere che si creano, in modo da poter eseguire in ogni istante una verifica visiva della struttura in modo molto rapido e qualitativo.

A questo punto la geometria è definita in modo completo, e basta assegnare una rotazione relativa al tronco a per poter calcolare gli spostamenti di ciascun punto del ponte, così come fatto in un altro foglio di calcolo in cui è stato implementato solo l'arco, moltiplicando le congiungenti per il valore della rotazione in radianti. Lo spostamento viene poi scomposto nelle direzioni degli assi cartesiani x e y .

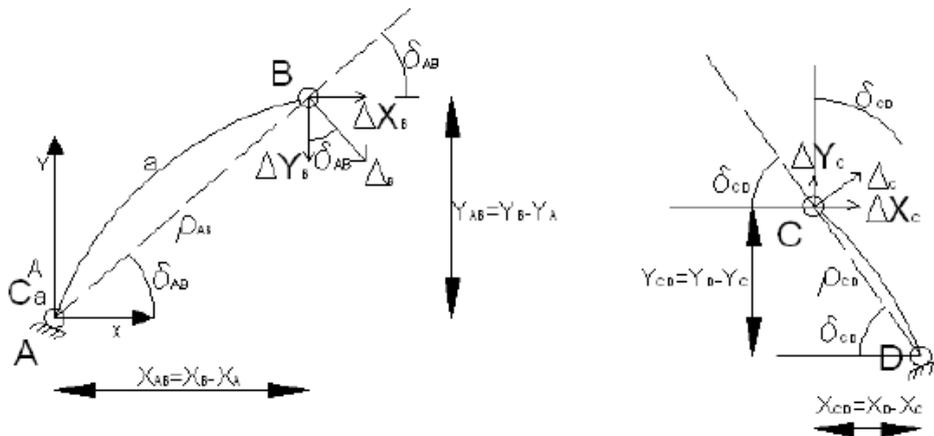


Figura 3.8: Calcolo degli incrementi degli spostamenti

Infatti è possibile calcolare gli spostamenti Δ del tronco a e il raggio congiungente ρ nelle componenti x e y , e per far ciò si considera come punto di riferimento la cerniera A. Operativamente si avrà:

$$\rho_{Ai} = \sqrt{(X_A - X_i)^2 + (Y_A - Y_i)^2}$$

$$\Delta_i = \rho_{Ai} \vartheta_a$$

$$\delta_i = \arctan\left(\frac{Y_i - Y_A}{X_i - X_A}\right)$$

Dalle quali si ricava:

$$\Delta x_i = \Delta_i \sin \delta_i$$

$$\Delta y_i = \Delta_i \cos \delta_i$$

In modo analogo si calcolano gli spostamenti degli altri punti dell'arco e delle pile.

È stato scelto come punto di controllo il punto di chiave dell'arco e come spostamento il suo spostamento orizzontale. Si riscontra subito che la cerniera B si sposta in basso e verso destra, mentre la cerniera C si sposta ancora verso destra e in l'alto.

Noti gli spostamenti, si è fatto in modo di calcolare poi i lavori delle forze peso dei conci in cui è stata suddivisa la struttura, della forza peso dei conci di terreno che sovrastano l'arco e delle eventuali forze laterali che spingono nel caso in cui sia presente il riempimento laterale. I pesi dei conci dell'arco sono stati calcolati con semplici considerazioni geometriche e lo stesso è stato fatto per i conci di terreno. È possibile inserire nel foglio di calcolo le caratteristiche che si desiderano dello spessore e del peso specifico del terreno di riempimento.

Fatto questo si eseguono le verifiche allo SLD e allo SLV calcolando il moltiplicatore dei carichi α , l'accelerazione spettrale e lo spostamento spettrale di collasso.

Va ricordato che, come prima cosa, quando si inizia ad utilizzare il foglio di calcolo sopra descritto, bisogna individuare la posizione delle cerniere fra tutte le combinazioni di posizioni possibili, in particolare si procede scegliendo la più probabile, ovvero quella che fornisce il minimo valore del moltiplicatore dei carichi α . Secondo il teorema di Greenberg-Prager, questo moltiplicatore è contemporaneamente il massimo dei moltiplicatori staticamente ammissibili ed il minimo dei moltiplicatori cinematicamente sufficienti. Come già descritto nel *paragrafo 2.2.3*, Clemente ha fornito per l'arco singolo un grafico di origine

numerica dove vengono riportate le posizioni delle cerniere che portano a collasso l'arco circolare soggetto ad una eccitazione alla base.

Nel caso invece in cui si tratti la struttura completa, formata da arco e pile/spalle, è possibile procedere in due modi: o si pongono le cerniere a caso e si itera ad oltranza, ma questo metodo più rivelarsi molto oneroso dal punto di vista computazionale, o si procede creando un modello agli elementi finiti, si esegue quindi una analisi statica di tutti i carichi agenti, compresi quelli sismici, e si individua la posizione delle cerniere (vedi *paragrafo 4.1*).

È possibile, nel foglio di calcolo, considerare la presenza del materiale di riempimento. Tale materiale viene inteso come massa applicata e suddiviso in un numero di conci uguale al numero di conci dell'arco. Di ciascun concio viene calcolato il peso, inserito poi nell'equazione del Principio dei Lavori Virtuali. Non viene, purtroppo, stimata la spinta passiva che il riempimento esercita sull'estradosso dell'arco nel caso di grandi spostamenti. Senza dubbio, trascurare una spinta stabilizzante come la spinta passiva è a favore di sicurezza, ma potrebbe essere troppo a favore di sicurezza in alcune circostanze. È legittimo pensare che se lo spessore dello strato risulta essere esiguo, il suo innalzamento causato dall'innalzamento del tratto di destra dell'arco fa svanire la spinta del terreno sull'arco stesso. Questo è perciò un caso in cui trascurare la spinta passiva non fornisce grossi errori. L'errore potrebbe essere di maggiore entità se lo spessore di riempimento fosse notevole, ma è difficile stabilire quanto debba spostarsi un corpo curvilineo come l'arco per far sì che la spinta passiva sia mobilitata.

3.4. UTILIZZO DEL METODO CINEMATICO PER UN PONTE MULTI CAMPATA

Altra situazione che ha richiesto attenzione è il caso del cinematismo che si può formare su un arco multicampata, avente le pile snelle, quindi con un rapporto $H/B > 1$.

Si inizia ipotizzando la posizione delle cerniere ed individuando le modalità di calcolo della loro posizione: nel caso in esame si è osservato che potevano essere utilizzate, con pochi accorgimenti, le formule che sono state impiegate per lo studio del singolo arco e del tombino, per le pile.

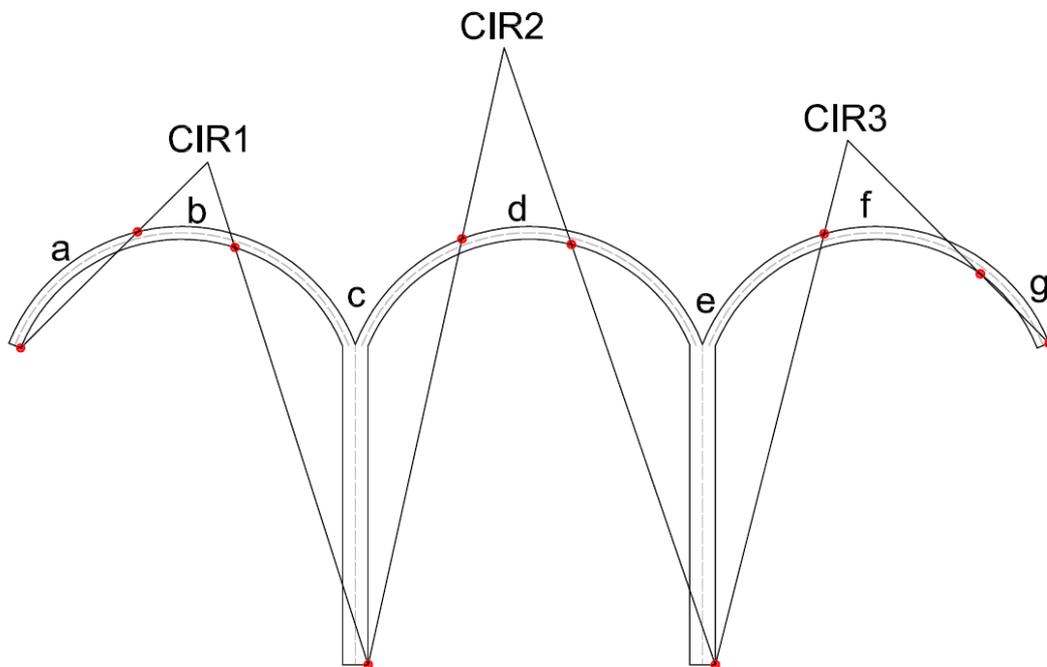


Figura 3.9: Cinematismo globale per ponte a 3 campate che coinvolge le pile

Per far ciò, è risultato necessario fare una considerazione: ogni arco viene suddiviso in tre tronchi, all'ultimo dei quali appartiene anche la pila successiva che ruota rigidamente della stessa quantità dell'ultimo tronco dell'arco, come già precedentemente detto. Questo implica che gli spostamenti siano tutti legati tra di loro tramite le formule che ci permettono di calcolare le rotazioni e, di conseguenza, l'ultimo arco risente della pressione esercitata dagli altri due archi.

Quanto detto viene evidenziato dalle loro formulazioni:

$$\vartheta_a = \frac{\vartheta}{n^\circ \text{ iterazioni}}$$

$$\vartheta_b = -1 \cdot \vartheta_a \frac{X_{AB}}{X_{OB}}$$

$$\vartheta_c = \vartheta_a \cdot \frac{X_{OC}X_{AB}}{X_{OB}X_{CD}}$$

$$\vartheta_d = -1 \cdot \vartheta_c \cdot \frac{X_{DE}}{X_{OE}}$$

$$\vartheta_e = \vartheta_c \cdot \frac{X_{OF}X_{DE}}{X_{OE}X_{FG}}$$

$$\vartheta_f = -1 \cdot \vartheta_e \cdot \frac{X_{GH}}{X_{OH}}$$

$$\vartheta_g = \vartheta_e \cdot \frac{X_{OI}X_{GH}}{X_{OH}X_{IL}}$$

Si procede poi scegliendo un punto di controllo, ovvero un punto che sia rappresentativo degli spostamenti dell'intera struttura all'aumentare delle iterazioni. Si sceglie quindi il punto in chiave dell'arco centrale, che non è altro che il punto centrale dell'intera struttura. Da un punto di vista numerico, per il calcolo del baricentro dei conci in cui viene suddiviso l'arco, viene utilizzata la formula che è già stata utilizzata per l'arco singolo, in particolare:

$$X_{Gi} = \frac{L}{2} - \left[R_i * \sin\left(\frac{\beta}{2} - \Delta\beta * n^\circ \text{concio} + \frac{\Delta\beta}{2}\right) \right]$$

$$Y_{Gi} = R_i * \cos\left(\frac{\beta}{2} - \Delta\beta * n^\circ \text{concio}\right) - (R - f)$$

A partire dal secondo arco, però, bisogna tenere in considerazione la presenza degli altri archi precedenti e della rotazione rigida che subisce la pila, la quale rimarrà vincolata alla base ma ruota di una certa quantità, seppur piccola, in sommità. Quindi le espressioni riportate sopra subiscono alcune variazioni:

$$X_{Gi} = L * (n^\circ \text{arco} - 1) + (H * \sin(\text{thetac})) + \frac{L}{2} - \left[R_i * \sin\left(\frac{\beta}{2} - \Delta\beta * n^\circ \text{concio} + \frac{\Delta\beta}{2}\right) \right]$$

$$Y_{Gi} = (H * \cos(\text{thetac})) + R_i * \cos\left(\frac{\beta}{2} - \Delta\beta * n^\circ \text{concio}\right) - (R - f)$$

considerando che come θ bisogna inserire quello di rotazione della pila precedente all'arco considerato.

Per quanto riguarda invece il calcolo delle pile, si utilizzano formule simili a quelle elaborate per il calcolo delle spalle del ponticello:

$$X_{Gi} = X_{start} + \left[\left(\left(H - \Delta l * n^{\circ} concio + \frac{\Delta l}{2} \right) \right) * \theta_i + \frac{t}{2} \right]$$

$$Y_{Gi} = \left(\left(H - \Delta l * n^{\circ} concio + \frac{\Delta l}{2} \right) \right) / \cos(\theta_i)$$

Per il calcolo di tutti gli altri parametri (distanze tra le cerniere, peso del riempimento, spostamenti del riempimento, e altri), vengono valutati con le leggi già note, utilizzate per i casi precedenti, facendo però attenzione che ogni arco afferisce ad un proprio centro di rotazione.

Per poter svolgere le verifiche agli Stati Limite secondo Normativa, vengono calcolate anche le posizioni delle cerniere per ogni arco, in modo tale da avere la condizione che permette di annullare il lavoro delle forze verticali e calcolare quindi il moltiplicatore a collasso.

Questo parametro viene calcolato, come spiegato, con il Principio dei Lavori Virtuali, considerando tutti i carichi che competono alla struttura, sia in termini di peso proprio che di sovraccarico.

CAPITOLO 4. ANALISI PARAMETRICHE

4.1. POSIZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

In questa sezione, si sono studiati ponti in muratura a 3 e a 5 campate, al variare di alcuni parametri. Queste analisi sono state svolte con il foglio di calcolo descritto nel *paragrafo 3.4*. In primo luogo, si sono ricercate le posizioni delle cerniere plastiche, che innescano il cinematismo, in seguito ad un'azione sismica orizzontale.

Il problema è stato affrontato con l'approccio descritto in "*Introduction to dynamics of stone arches*" (Clemente, 1998), secondo il quale ci si può avvalere dell'analisi statica per trovare il meccanismo di collasso di un arco in muratura ed il corrispondente fattore di accelerazione orizzontale.

Si è, perciò, proceduto alla creazione di modelli FEM, mediante l'ausilio del programma *Straus*, di ponti a tre e a cinque campate, variando alcuni parametri significativi, quali:

- la luce L di ciascuna campata (in particolare assume i valori: 6 m - 12 m - 18 m)
- il rapporto f/L fra la freccia e la luce di ciascuna campata (0,15 - 0,30 - 0,40 - 0,50)
- il rapporto H/B fra le dimensioni delle pile, dove H indica l'altezza della pila e B ne indica la base (1,5 - 2 - 4)
- lo spessore s dell'arco circolare, considerato costante lungo tutto lo sviluppo dell'arco (i valori variano a seconda della luce considerata, con un rapporto $s/L = 0,04 \div 0,14$).

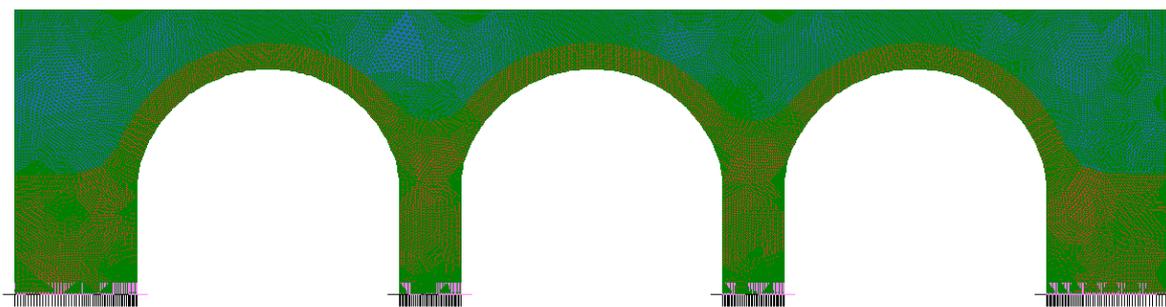


Figura 4.1: esempio di modello FEM

La struttura è vincolata alla base con un incastro.

Gli elementi *plate* di muratura sono triangolari e hanno le seguenti caratteristiche:

- modulo elastico: $E = 5000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0,25$
- densità: $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$

Gli elementi *plate* di riempimento sono, a loro volta, triangolari e hanno le seguenti caratteristiche:

- modulo elastico: $E = 500 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0,25$
- densità: $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$

Per quanto concerne i carichi applicati, la struttura è soggetta a:

- peso proprio
- spinta orizzontale, da sinistra verso destra, con un'accelerazione pari a $g = 9,806 \text{ m/s}^2$

Questi modelli sono utili per trovare, al variare dei parametri soprascritti, come si modifica la posizione delle cerniere plastiche nell'arco. In particolare, le cerniere sulle spalle e sulle pile si considerano fisse, mentre variano le due cerniere intermedie per ogni campata.

In *Figura 4.2* e *Figura 4.3*, sono riportate due rappresentazioni, rispettivamente per i ponti a tre e a cinque campate, della localizzazione e della denominazione delle cerniere indagate.

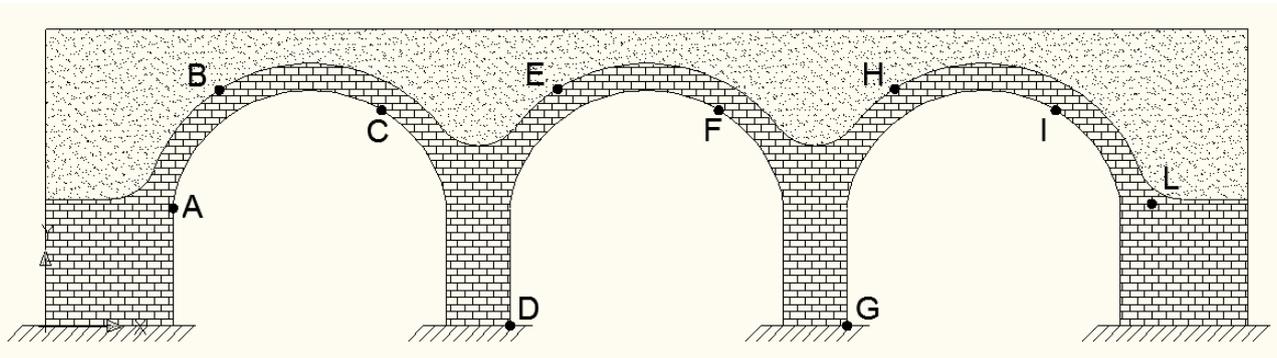


Figura 4.2: schematizzazione della denominazione delle cerniere nei ponti a tre campate

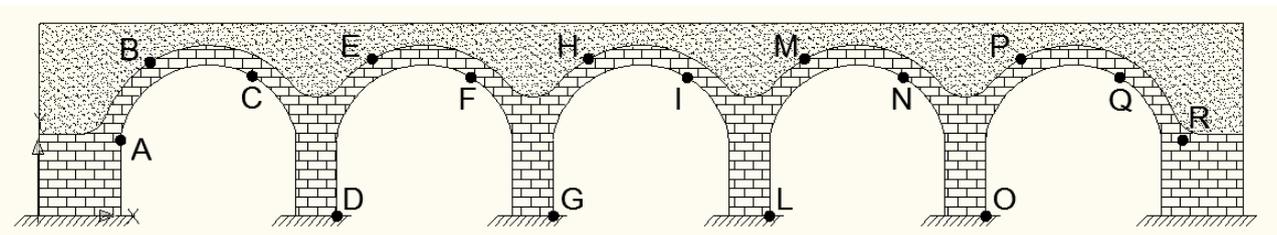


Figura 4.3: schematizzazione della denominazione delle cerniere nei ponti a cinque campate

In *Figura 4.4*, è riportato un esempio in Straus della formazione delle cerniere plastiche nella prima arcata di un generico ponte: sono evidenziate le cerniere B e C.

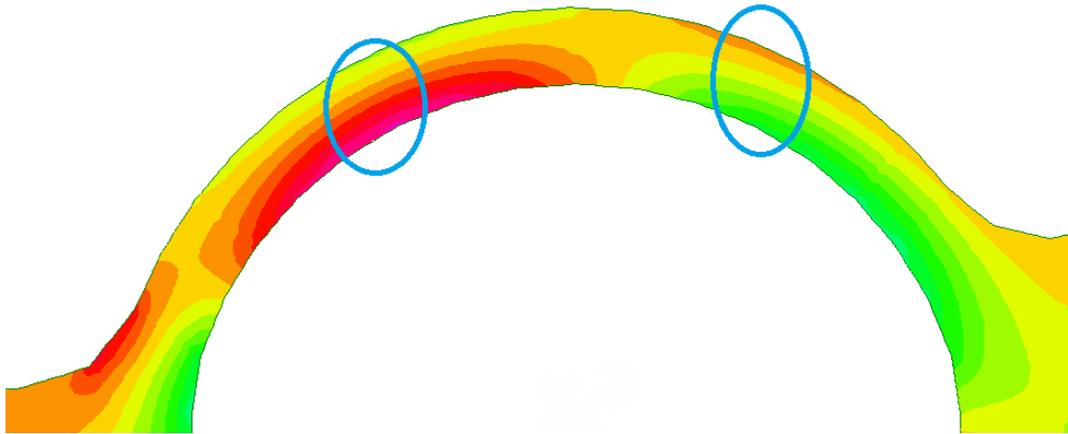


Figura 4.4: rappresentazione in Straus della formazione delle cerniere plastiche

I valori ottenuti da questa ricerca sono indicati come rapporti β_i/β , dove con β si indica l'angolo di apertura al centro dell'arco e con β_i l'angolo che individua la posizione della i -esima cerniera, misurato rispetto al raggio passante per l'imposta di sinistra.

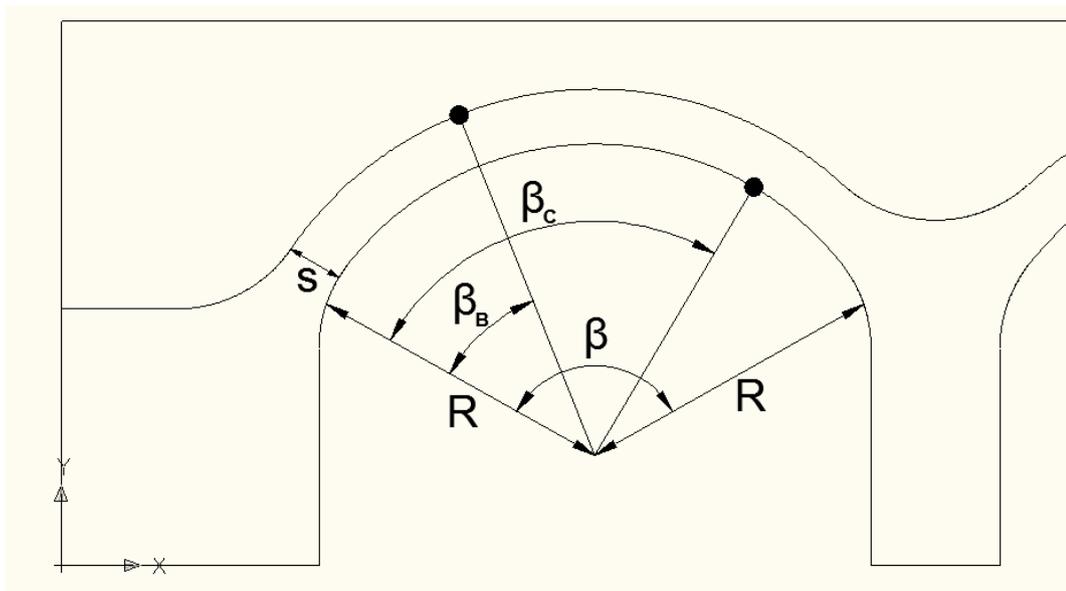


Figura 4.5: rappresentazione dello sviluppo dell'arco di una campata

Di seguito, sono riportate le elaborazioni grafiche dei dati ricavati dallo studio dei modelli. Si può notare come varia la posizione di ciascuna cerniera (indicata, appunto, con il rapporto β_i/β sull'asse delle ordinate) in due differenti situazioni:

- al variare dello spessore dell'arco normalizzato al raggio s/R , tenendo fisso il rapporto H/B fra le dimensioni della pila
- al variare del rapporto H/B , tenendo fisso s/L

Ogni curva rappresenta uno specifico angolo β . Sono stati studiati i seguenti angoli di apertura:

- $\beta = 66,80^\circ$, che si riferisce ad un rapporto $f/L = 0,15$ (arco fortemente ribassato);
- $\beta = 123,86^\circ$, che si riferisce ad un rapporto $f/L = 0,30$;
- $\beta = 154,64^\circ$, che si riferisce ad un rapporto $f/L = 0,40$;
- $\beta = 180,00^\circ$, che si riferisce ad un rapporto $f/L = 0,50$ (arco a tutto sesto).

4.1.1. PONTI A TRE CAMPATE:

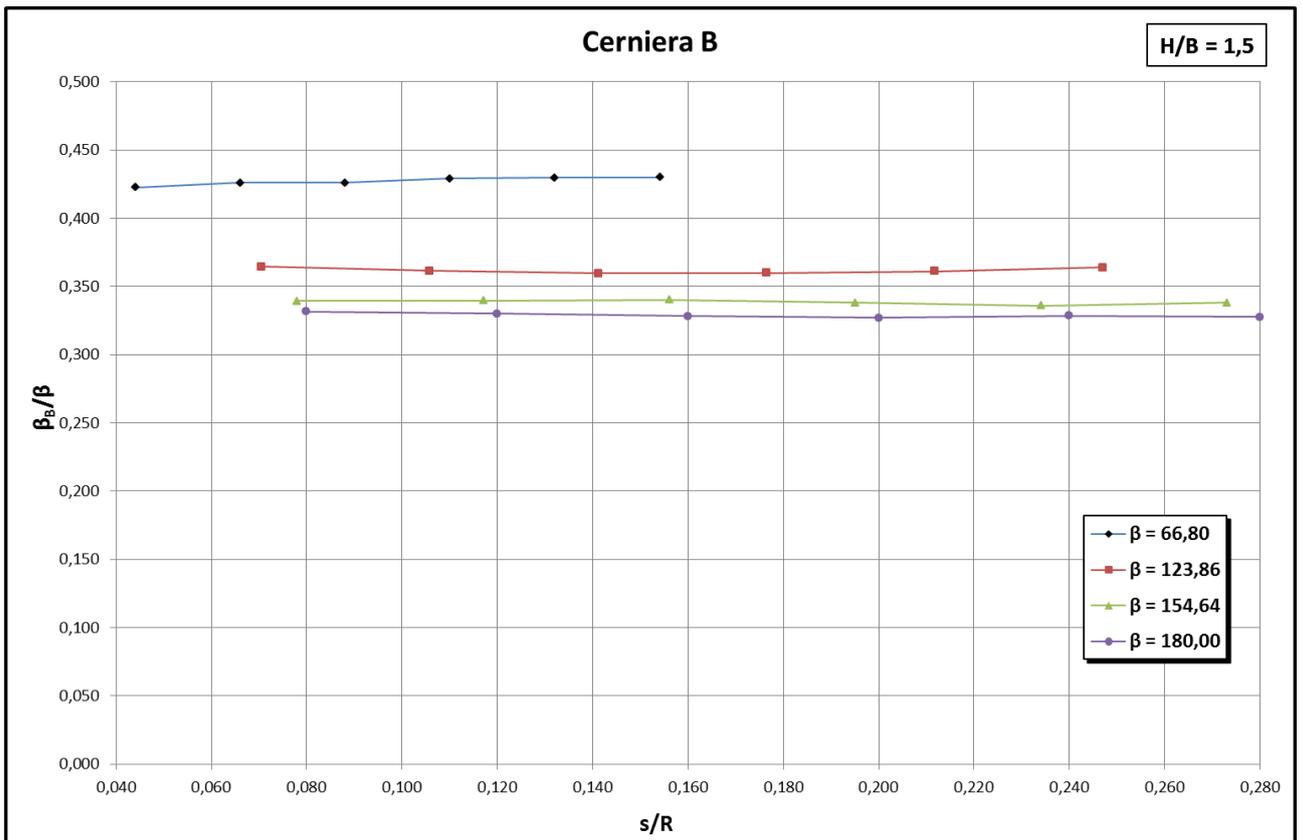


Figura 4.6: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=1,5$

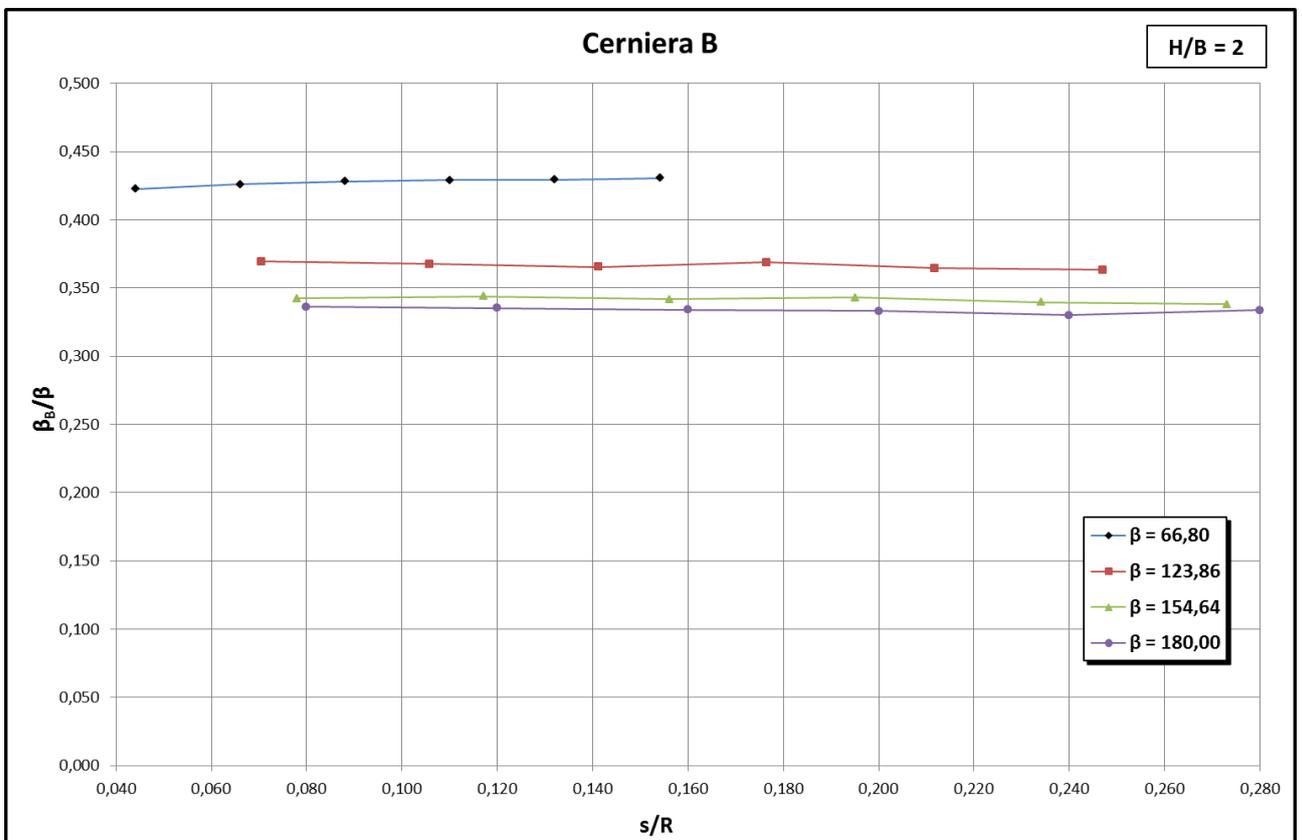


Figura 4.7: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=2$

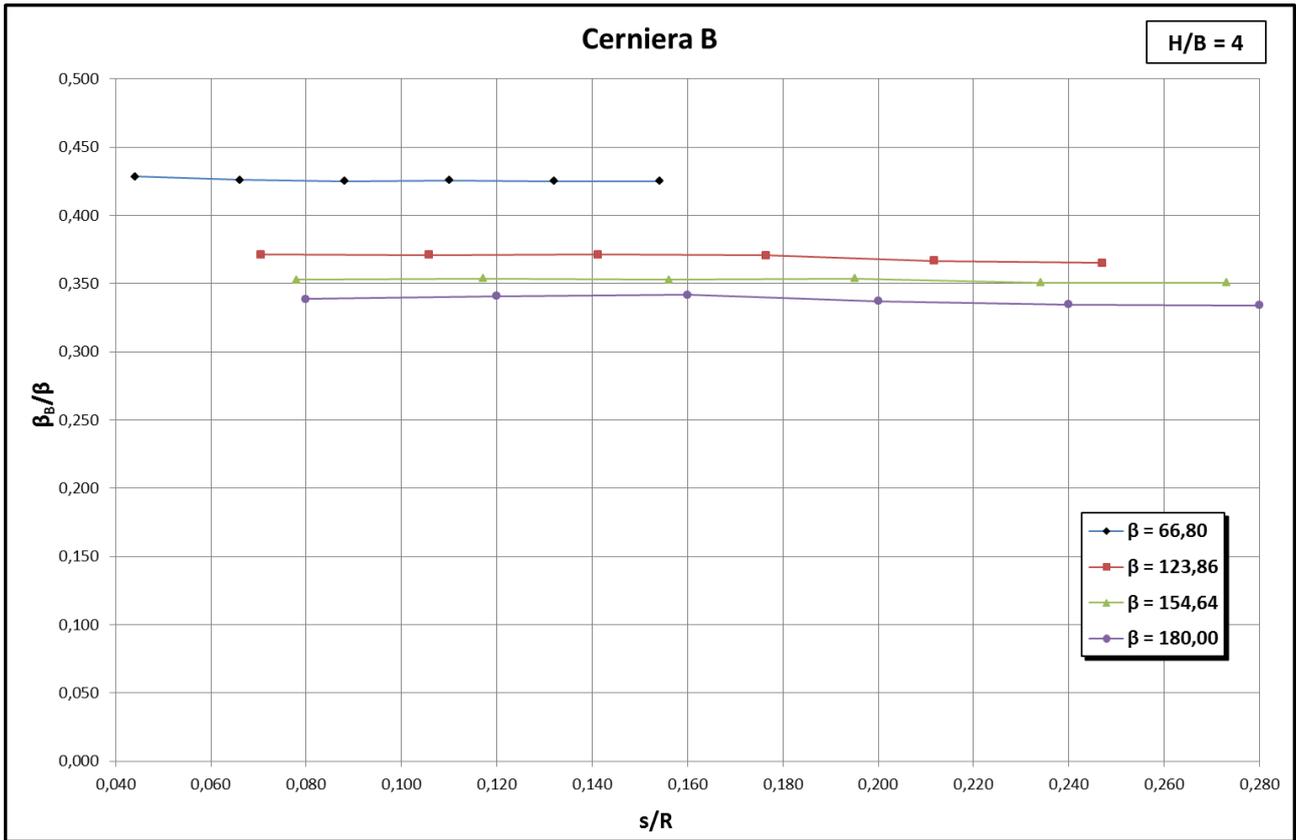


Figura 4.8: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=4$

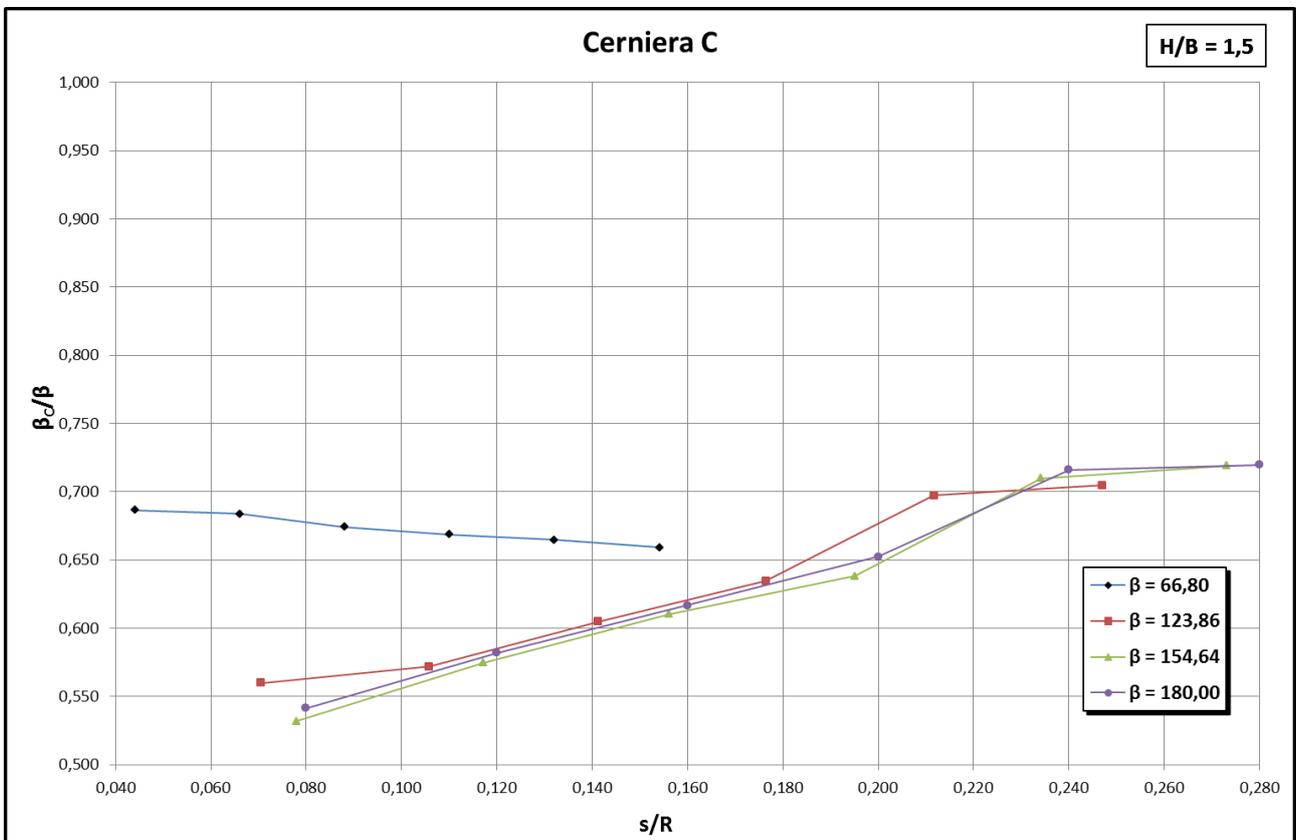


Figura 4.9: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=1,5$

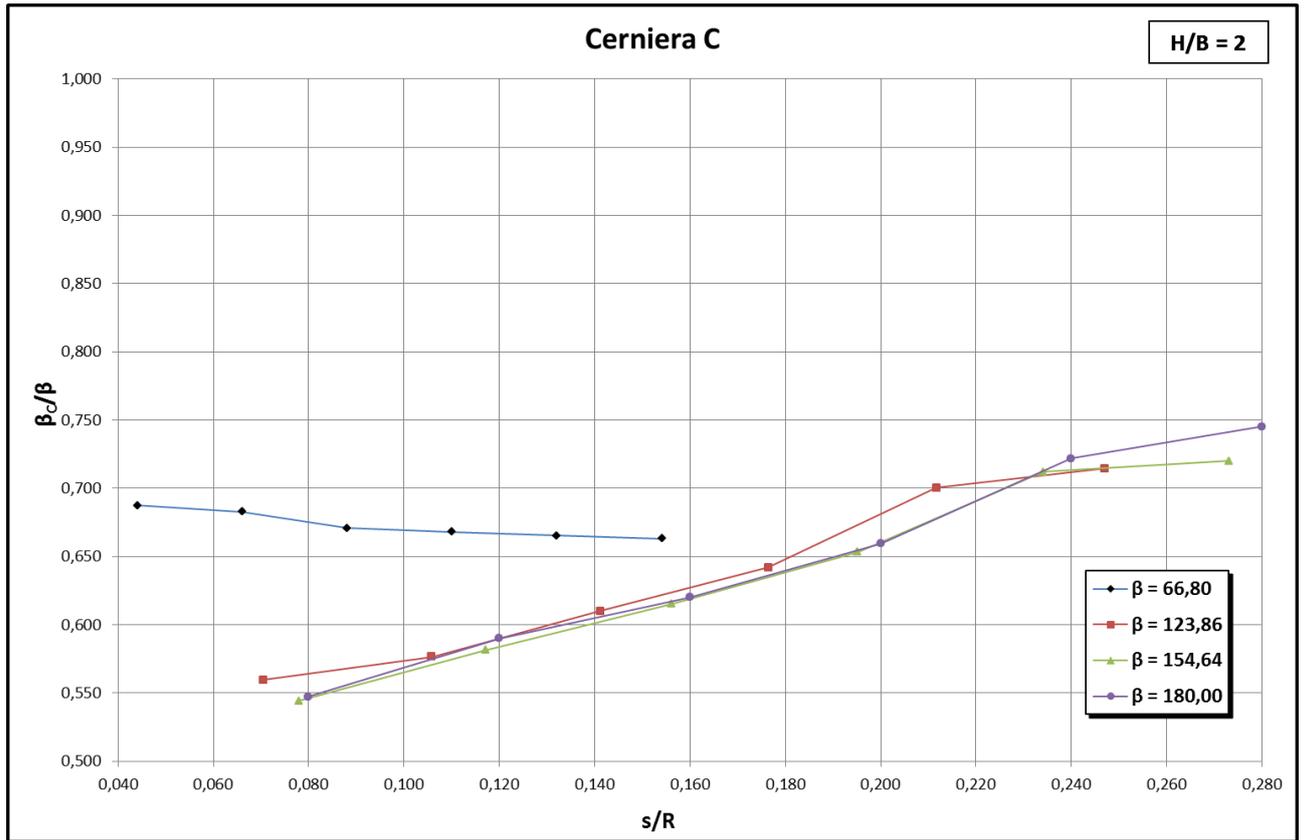


Figura 4.10: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=2$

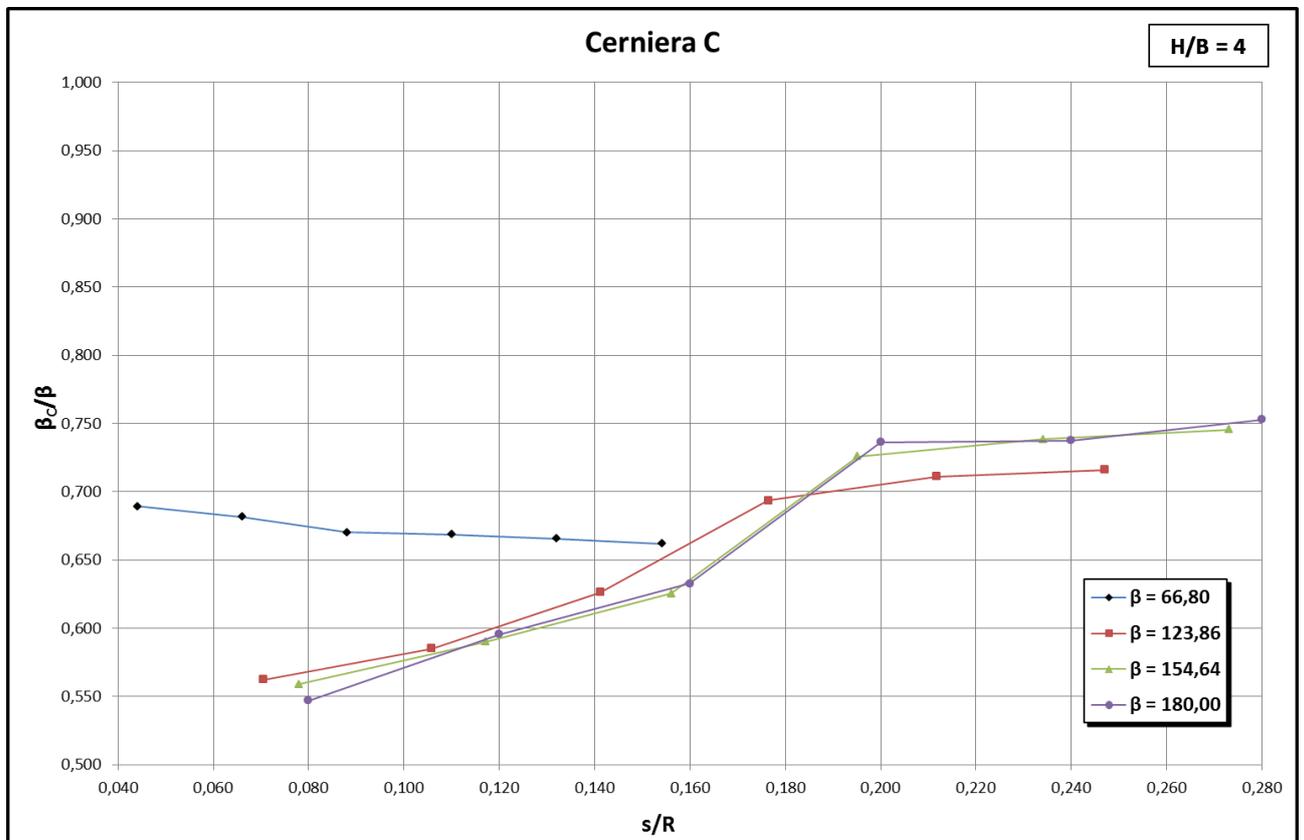


Figura 4.11: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=4$

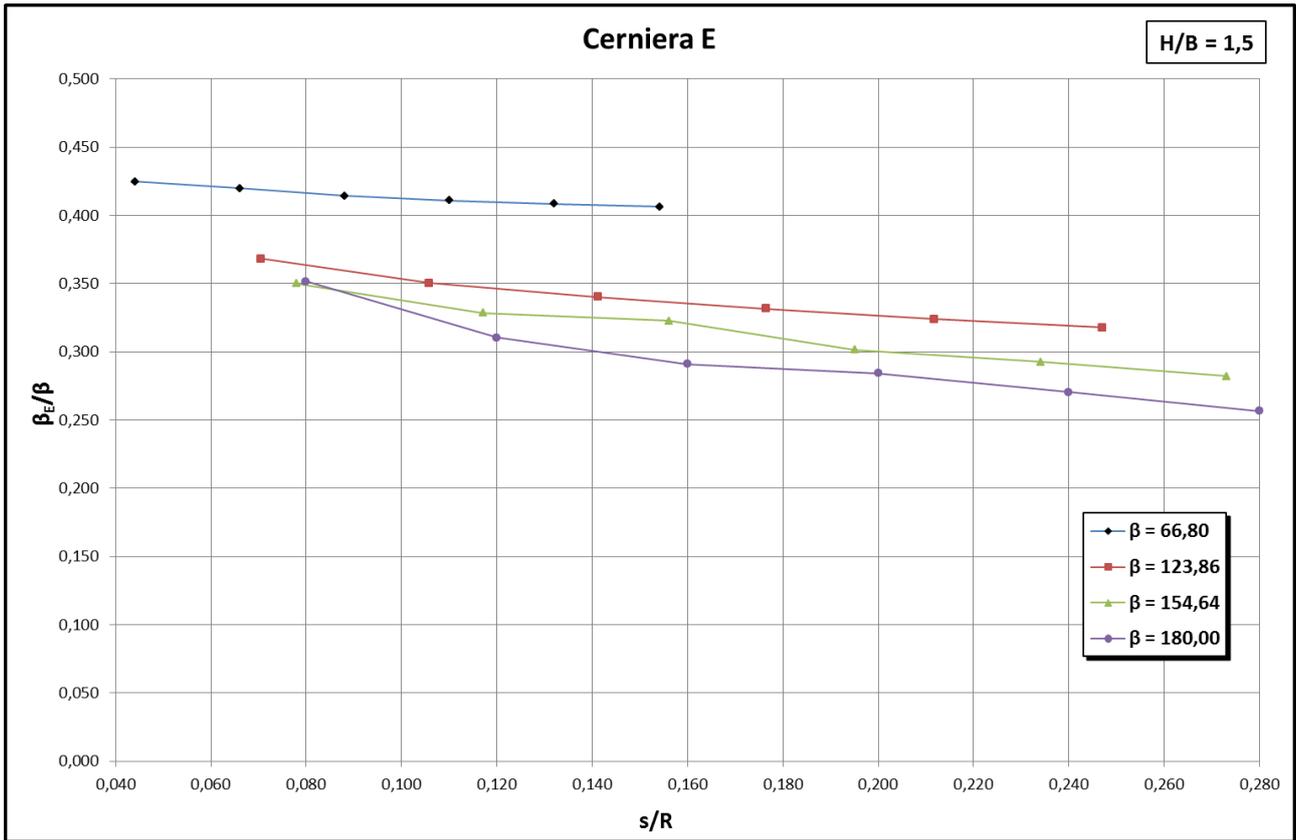


Figura 4.12: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=1,5$

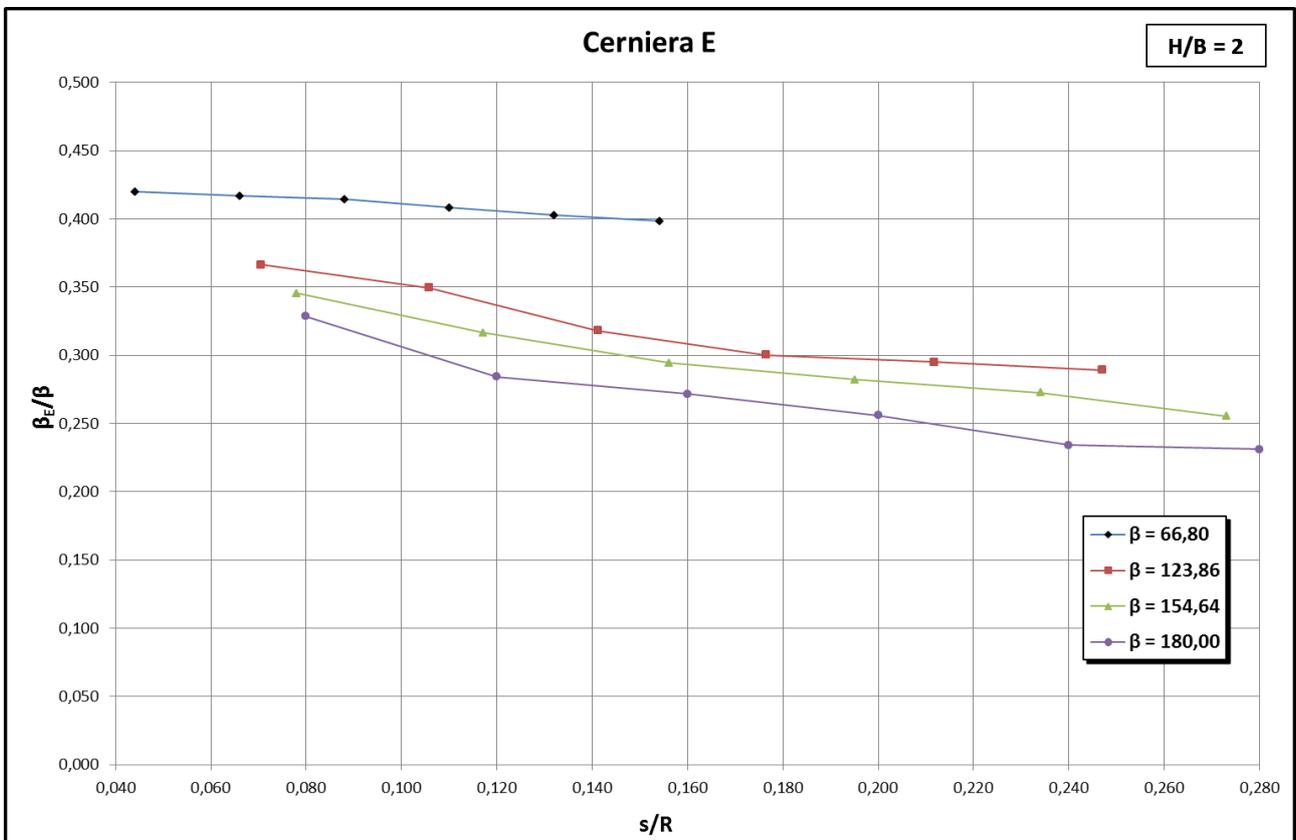


Figura 4.13: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=2$

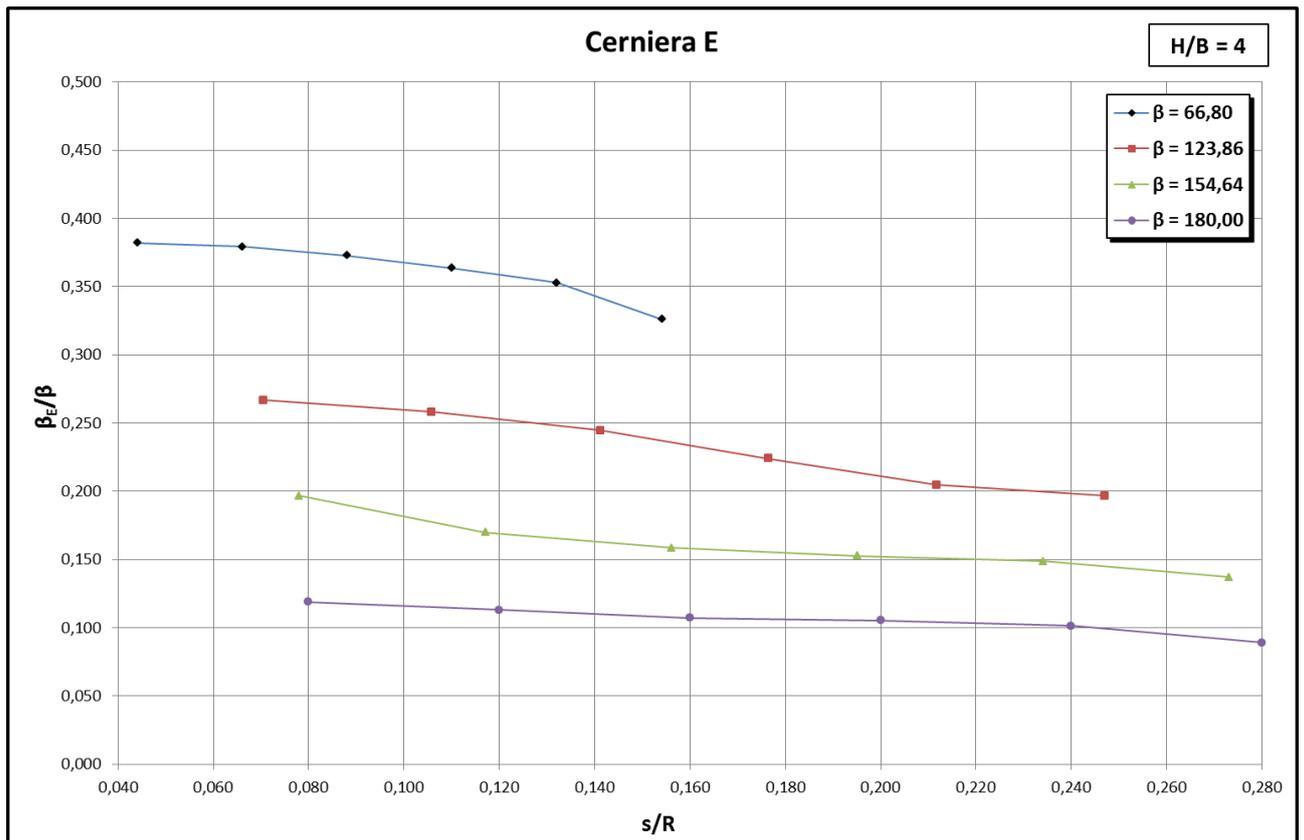


Figura 4.14: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=4$

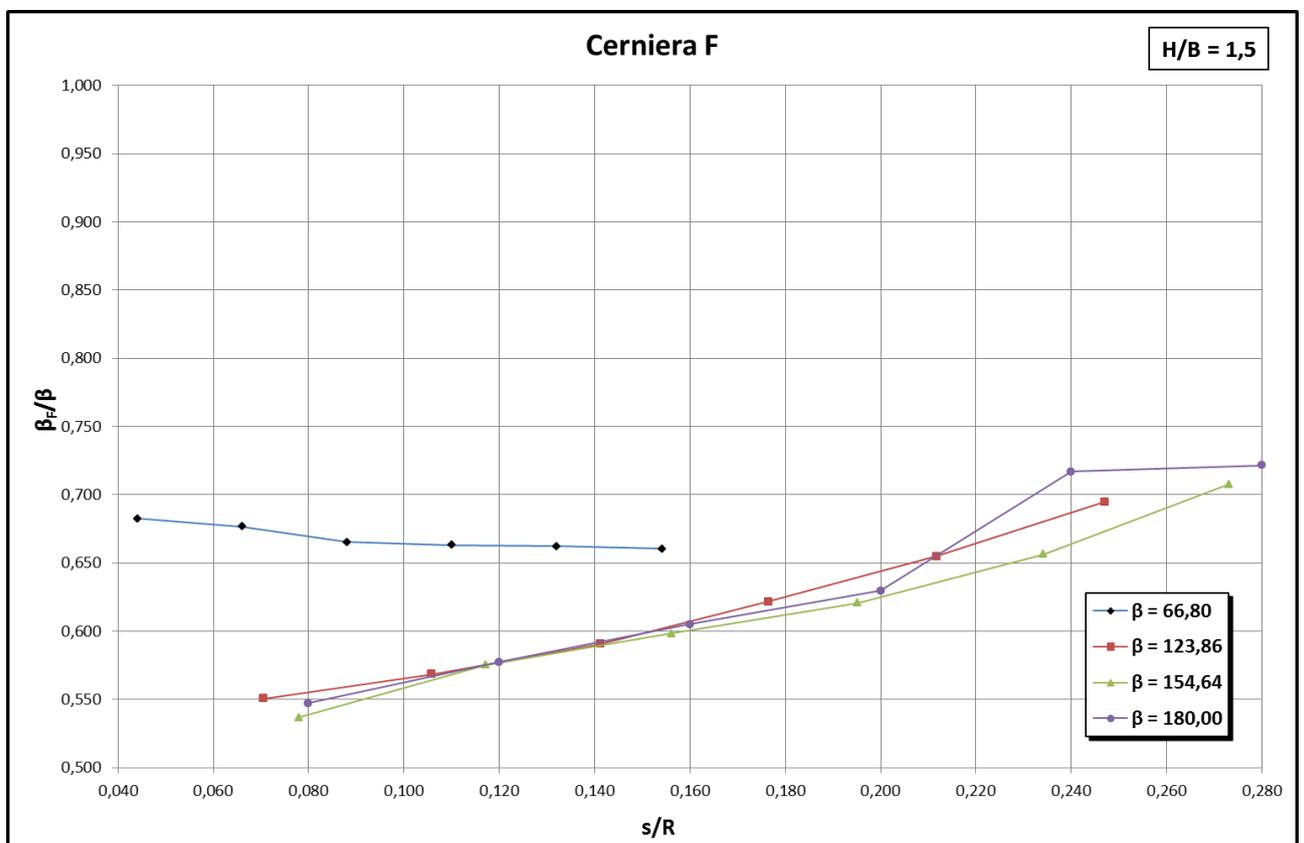


Figura 4.15: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=1,5$

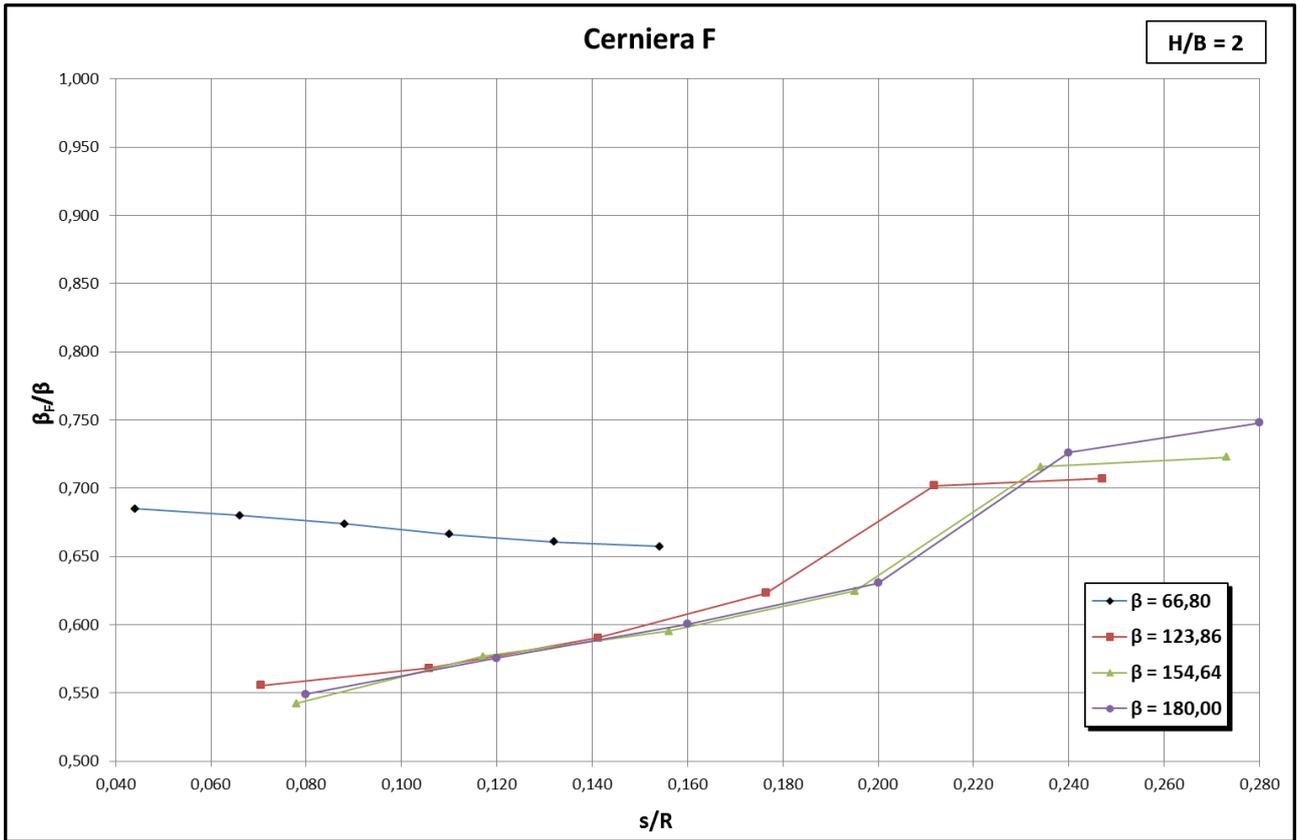


Figura 4.16: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=2$

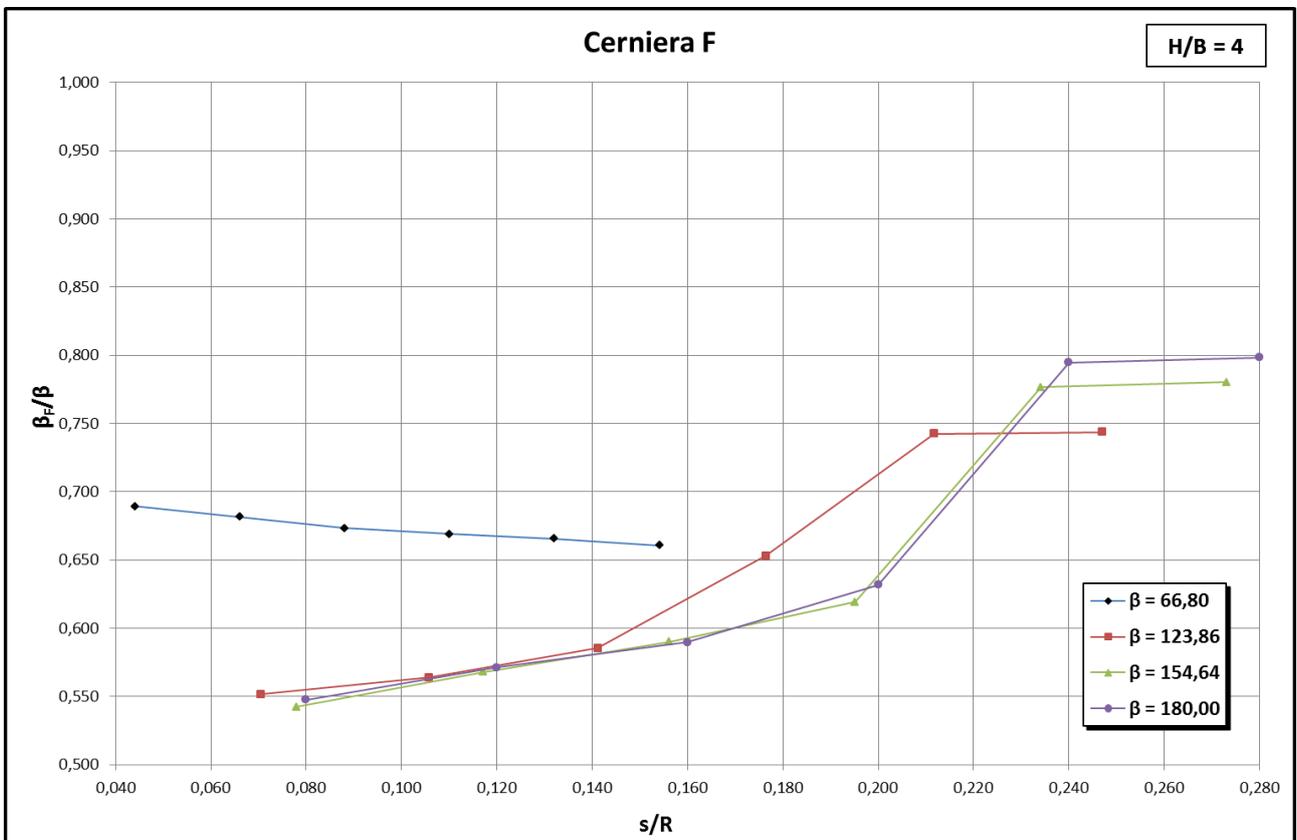


Figura 4.17: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=4$

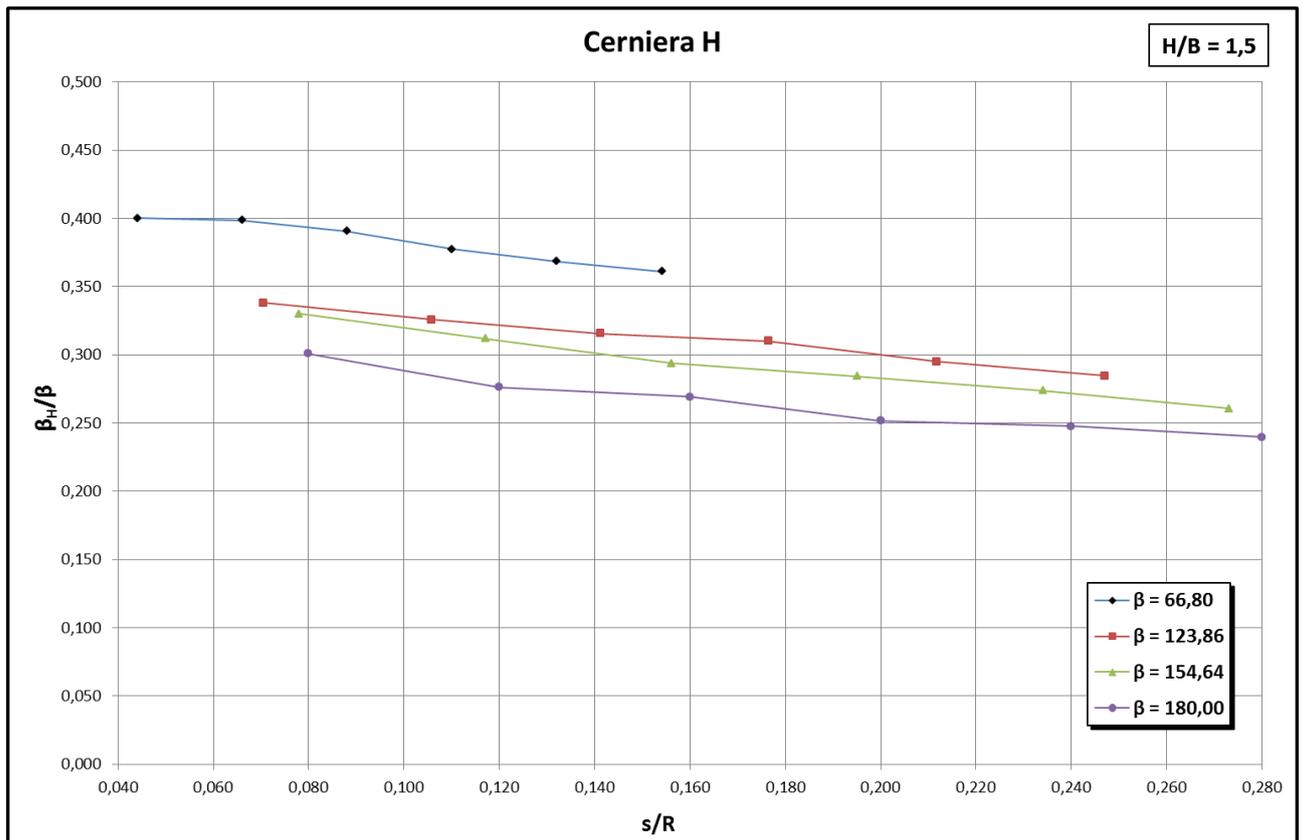


Figura 4.18: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=1,5$

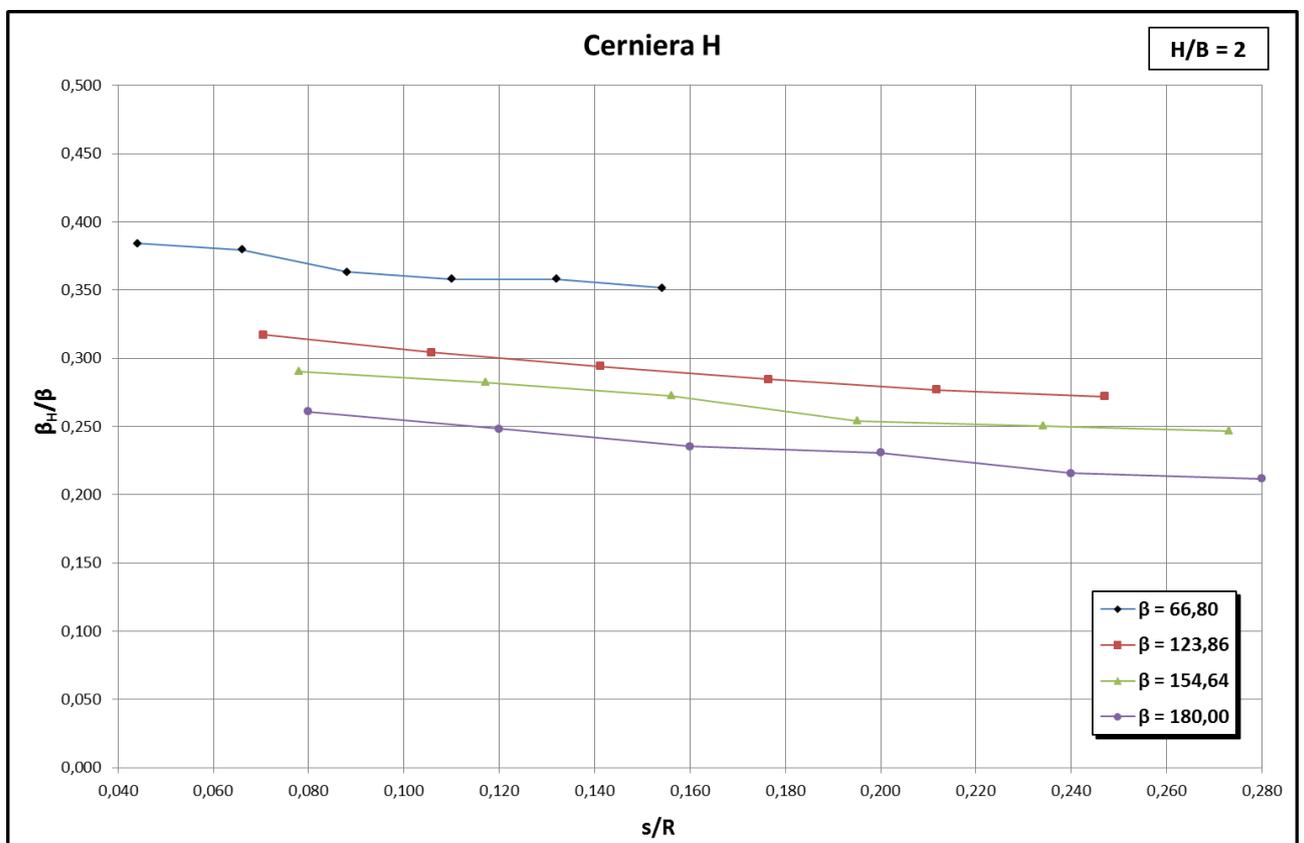


Figura 4.19: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=2$

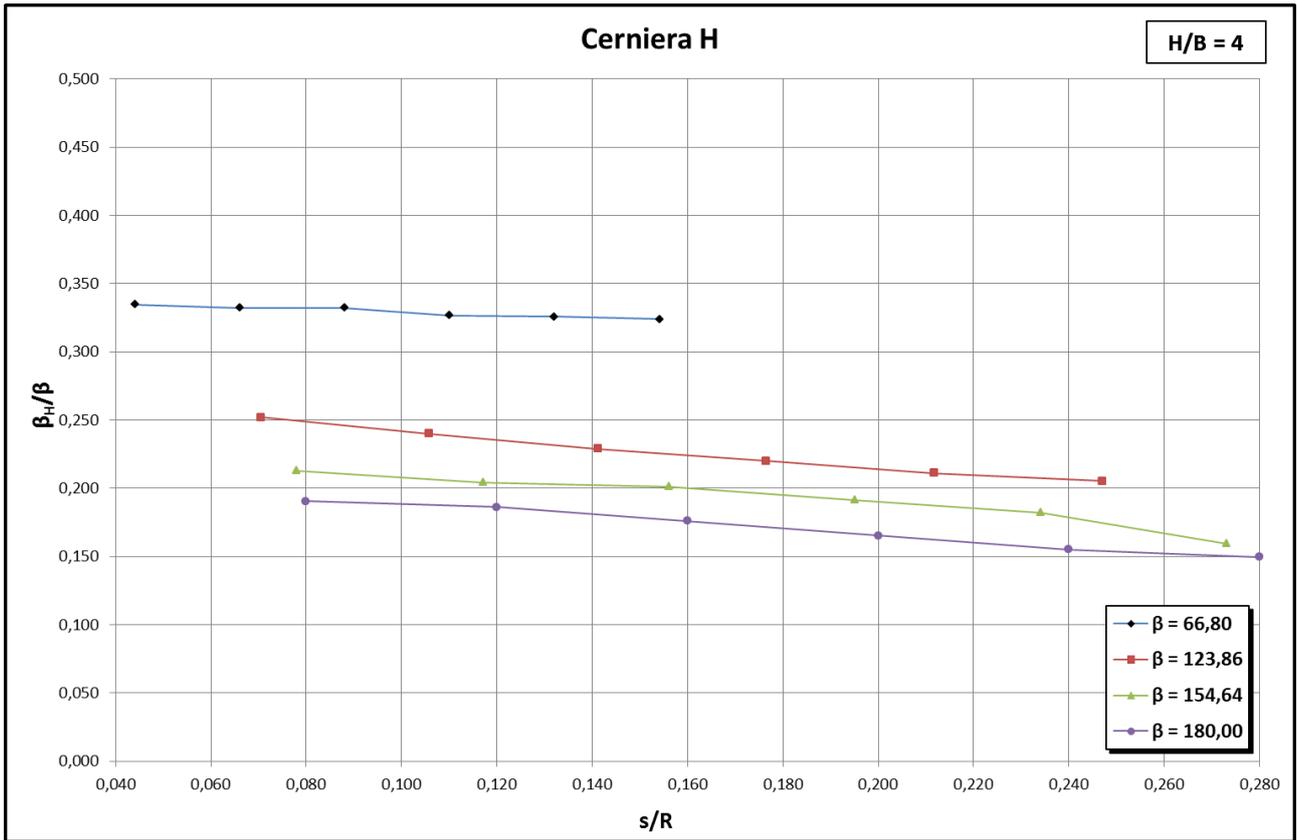


Figura 4.20: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=4$

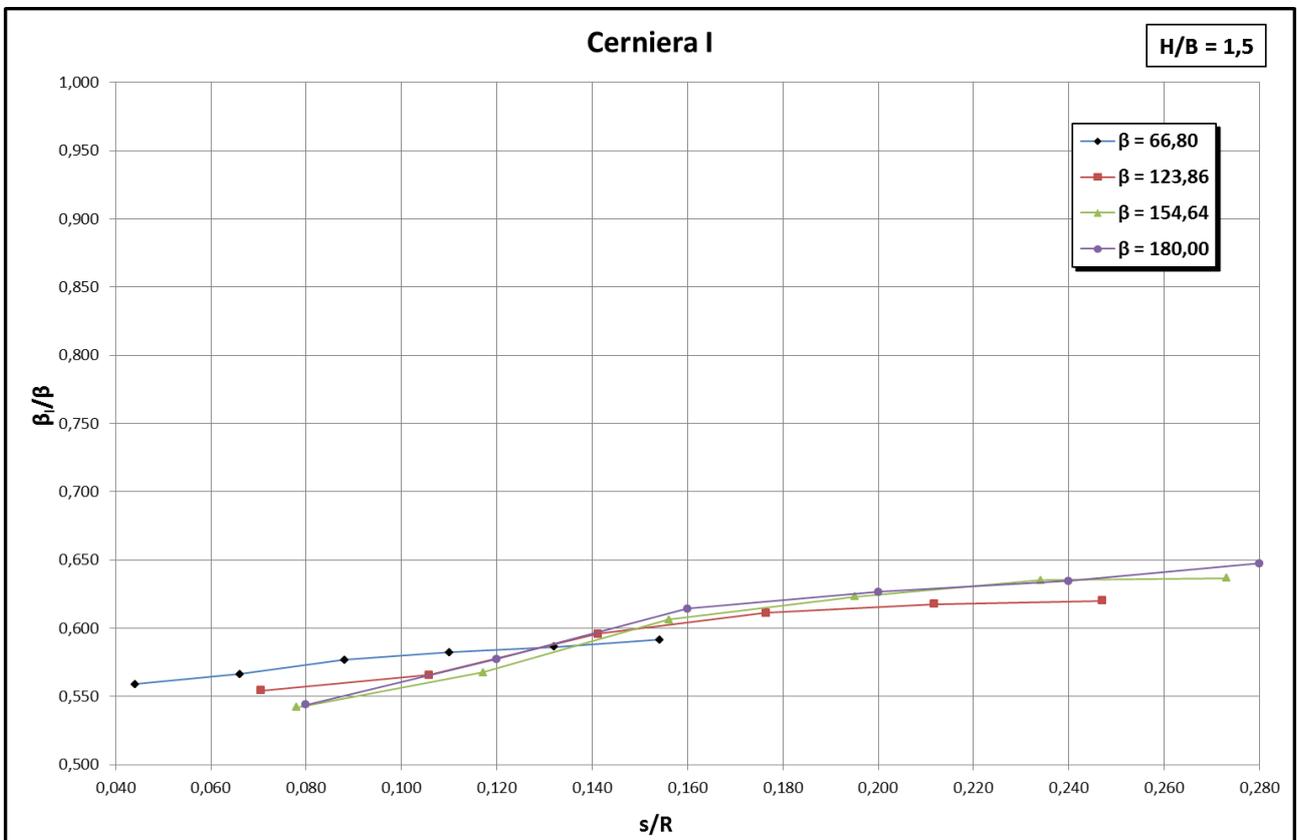


Figura 4.21: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=1,5$

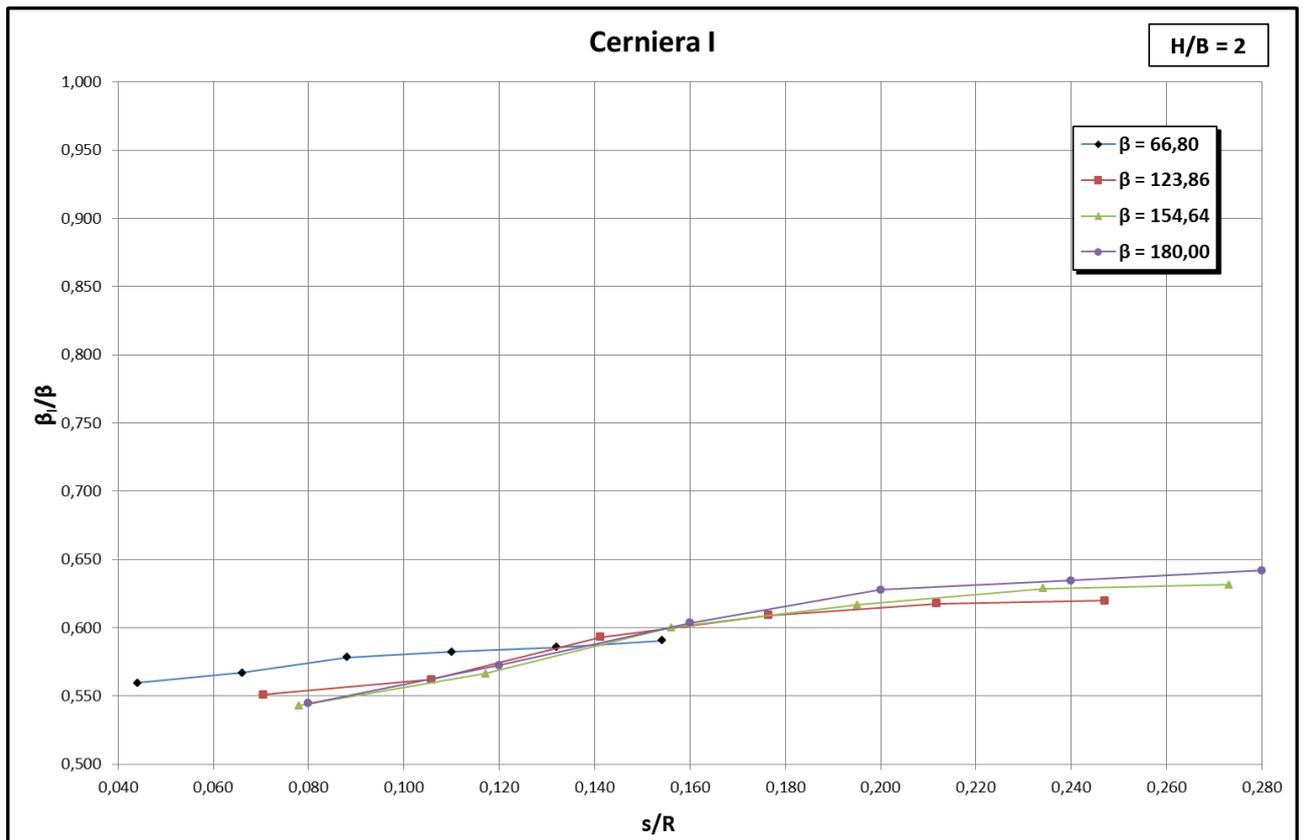


Figura 4.22: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=2$

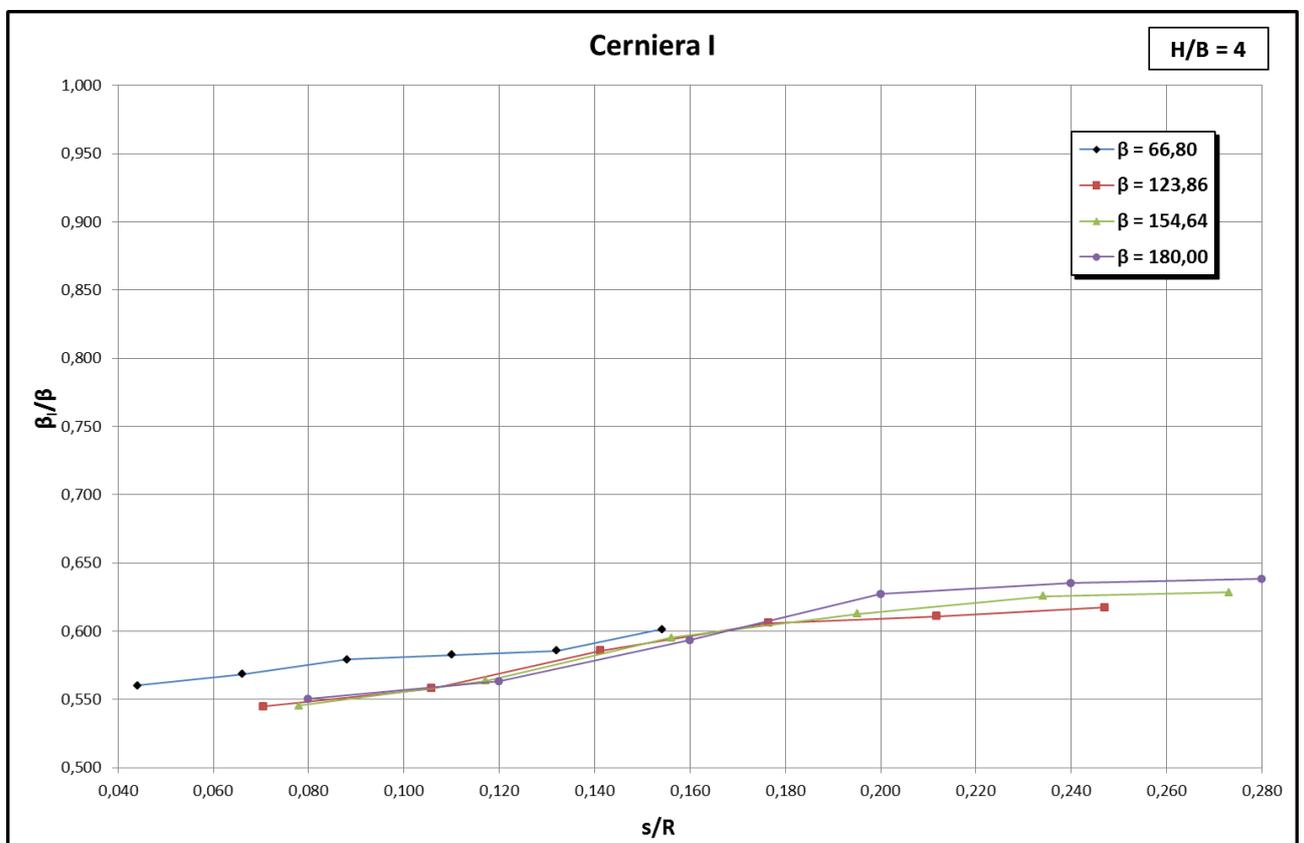


Figura 4.23: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=4$

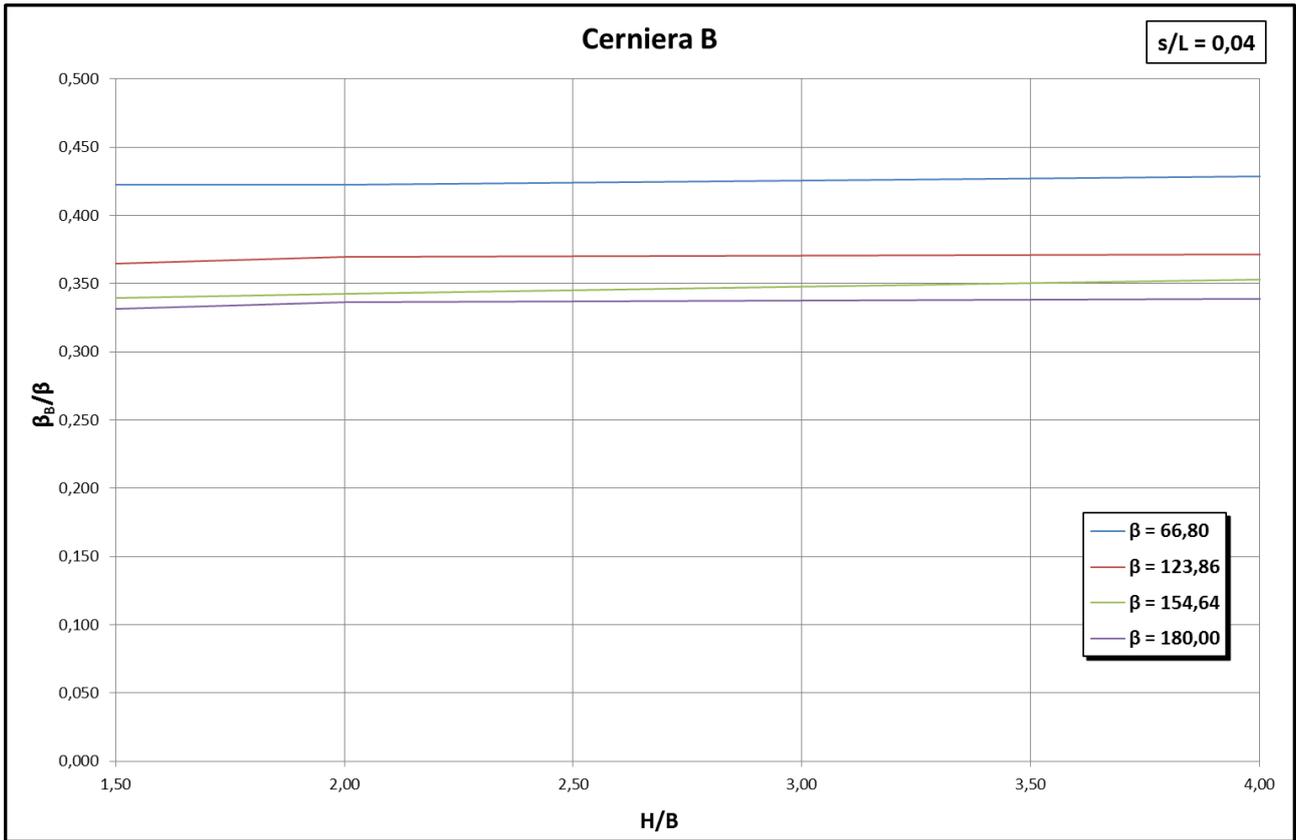


Figura 4.24: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,04$

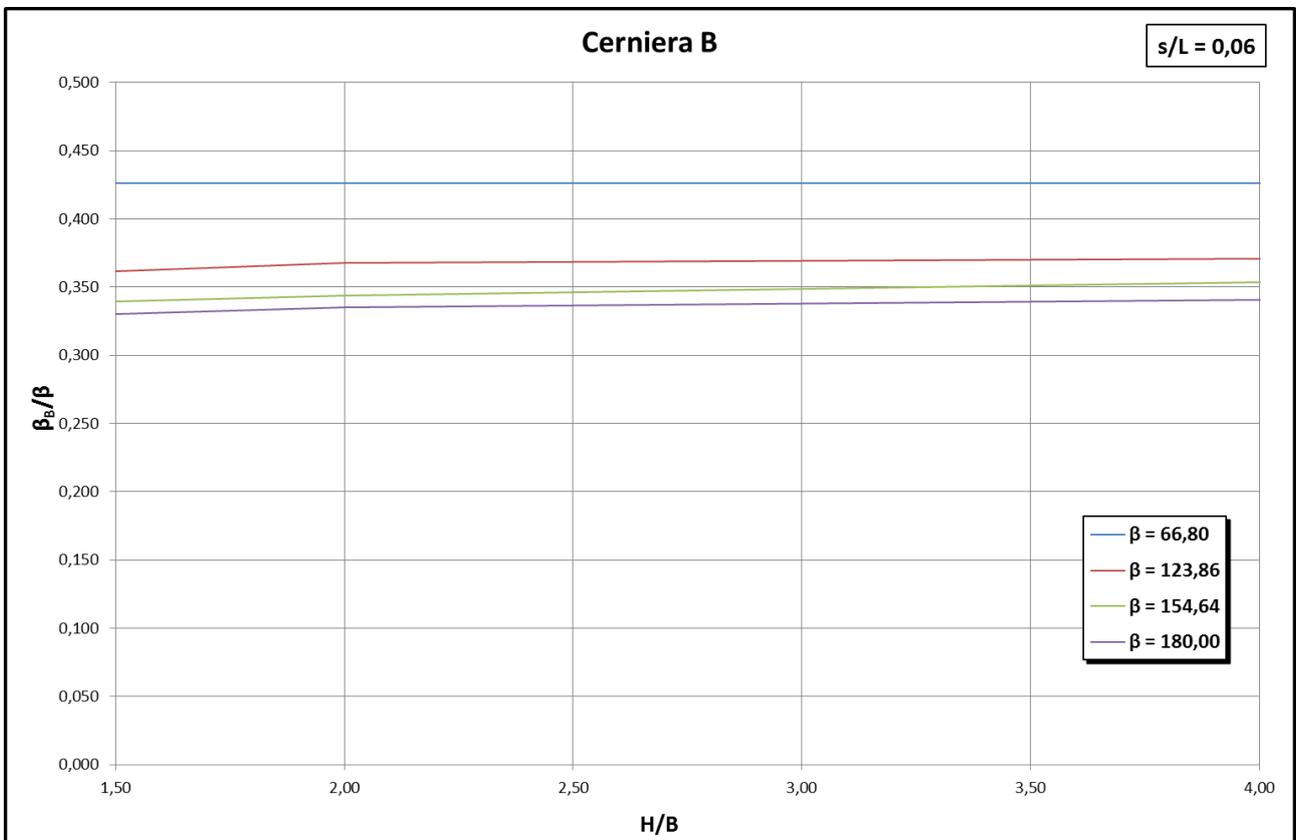


Figura 4.25: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,06$

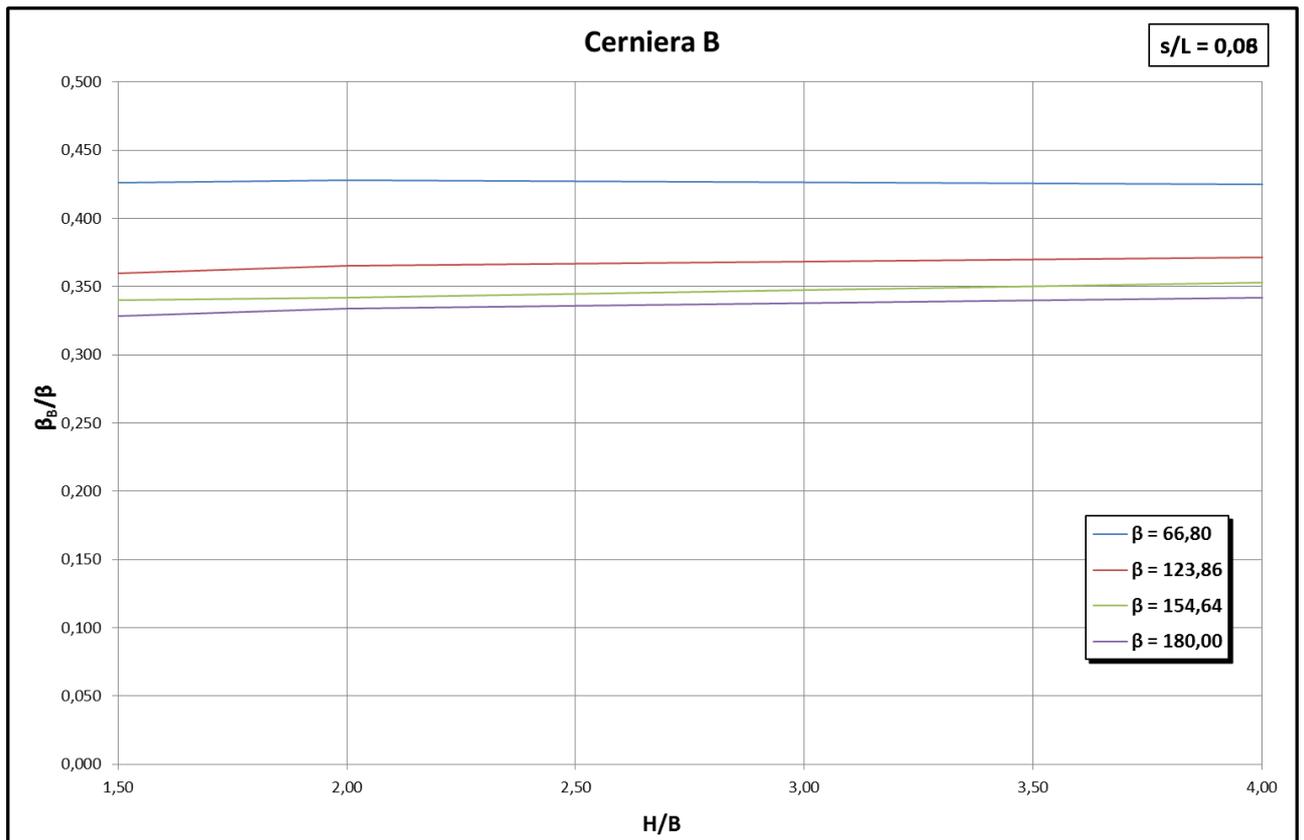


Figura 4.26: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,08$

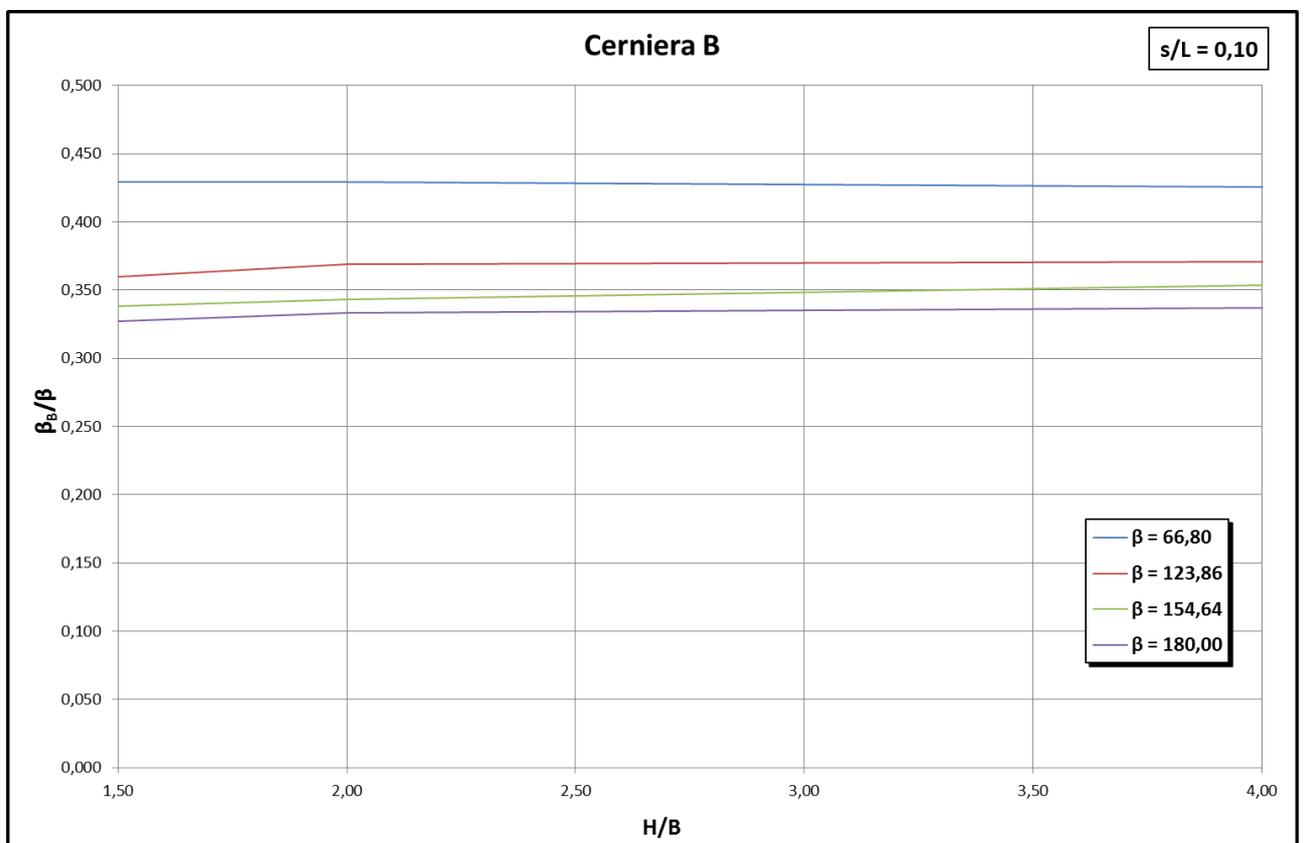


Figura 4.27: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,10$

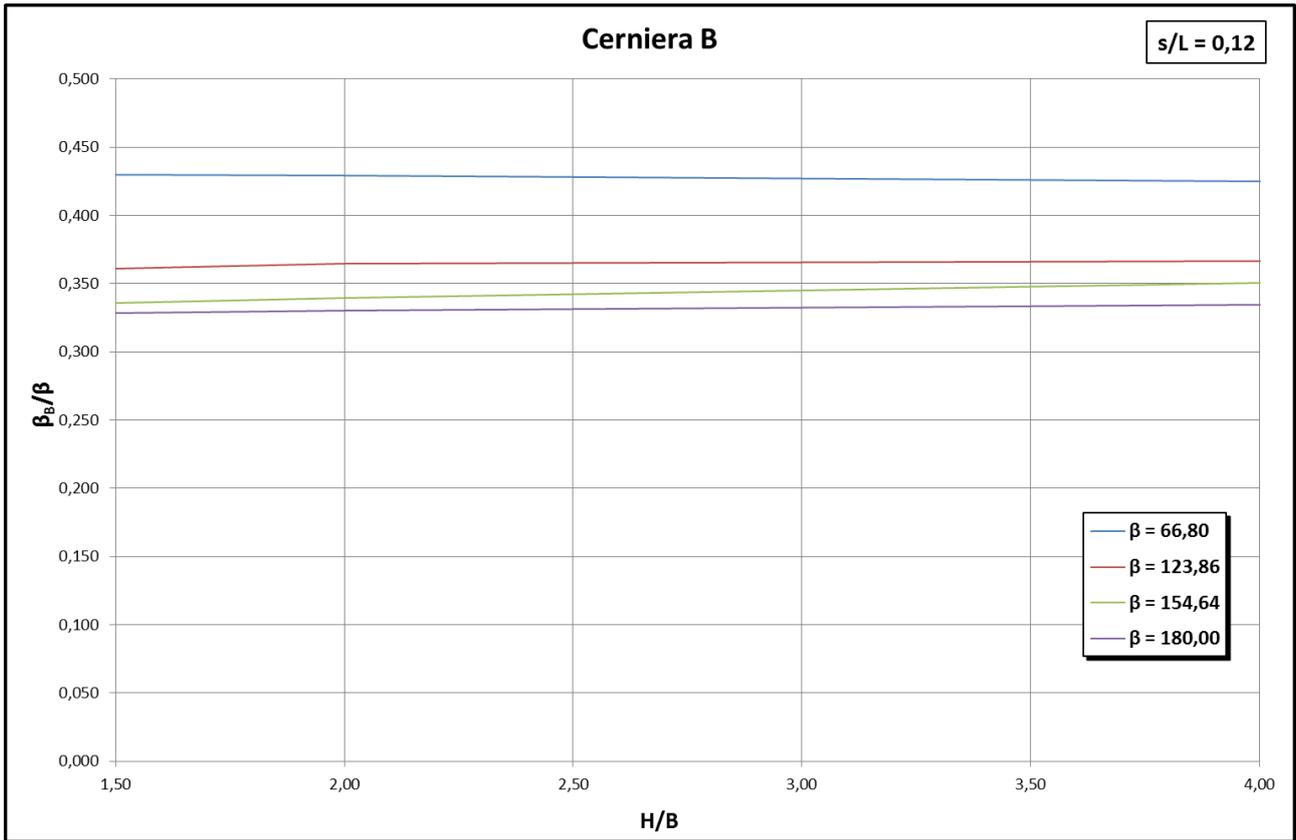


Figura 4.28: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,12$

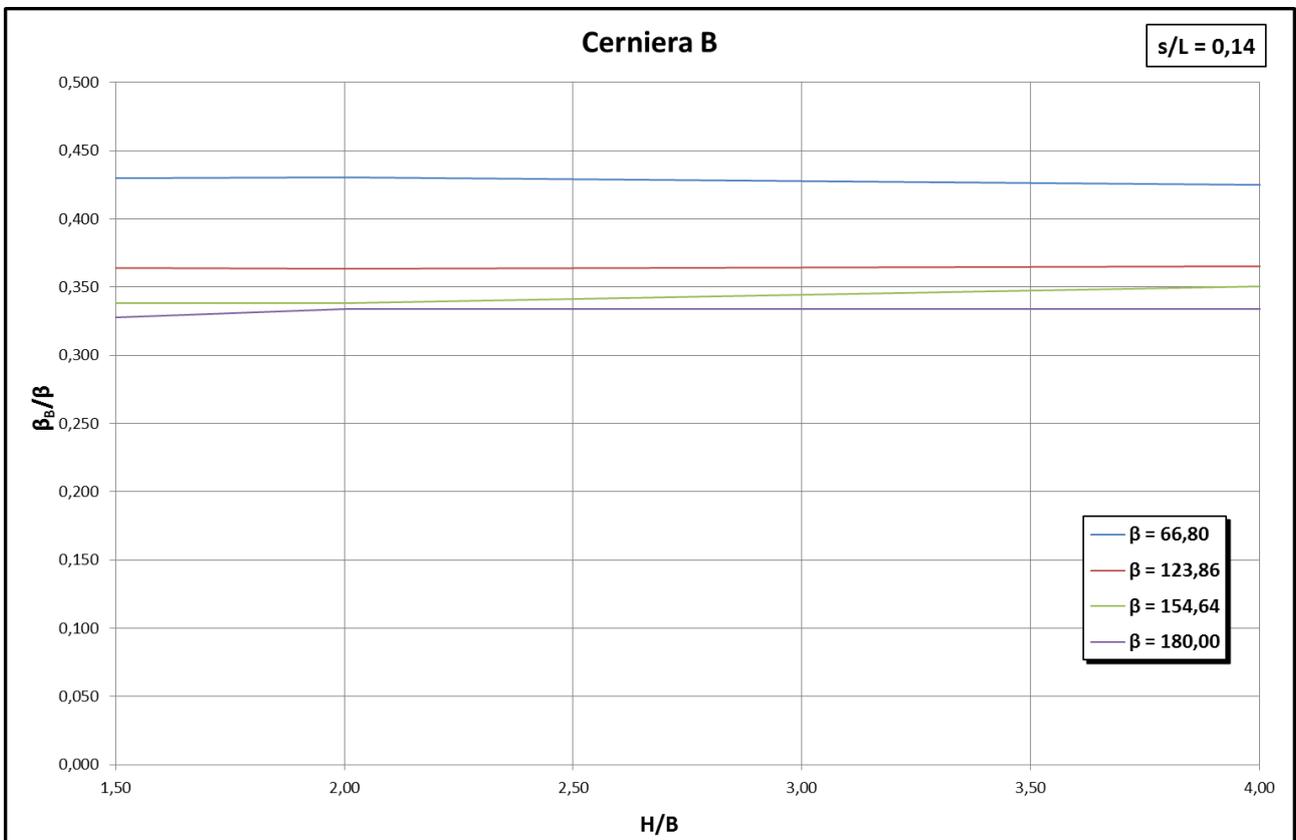


Figura 4.29: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,14$

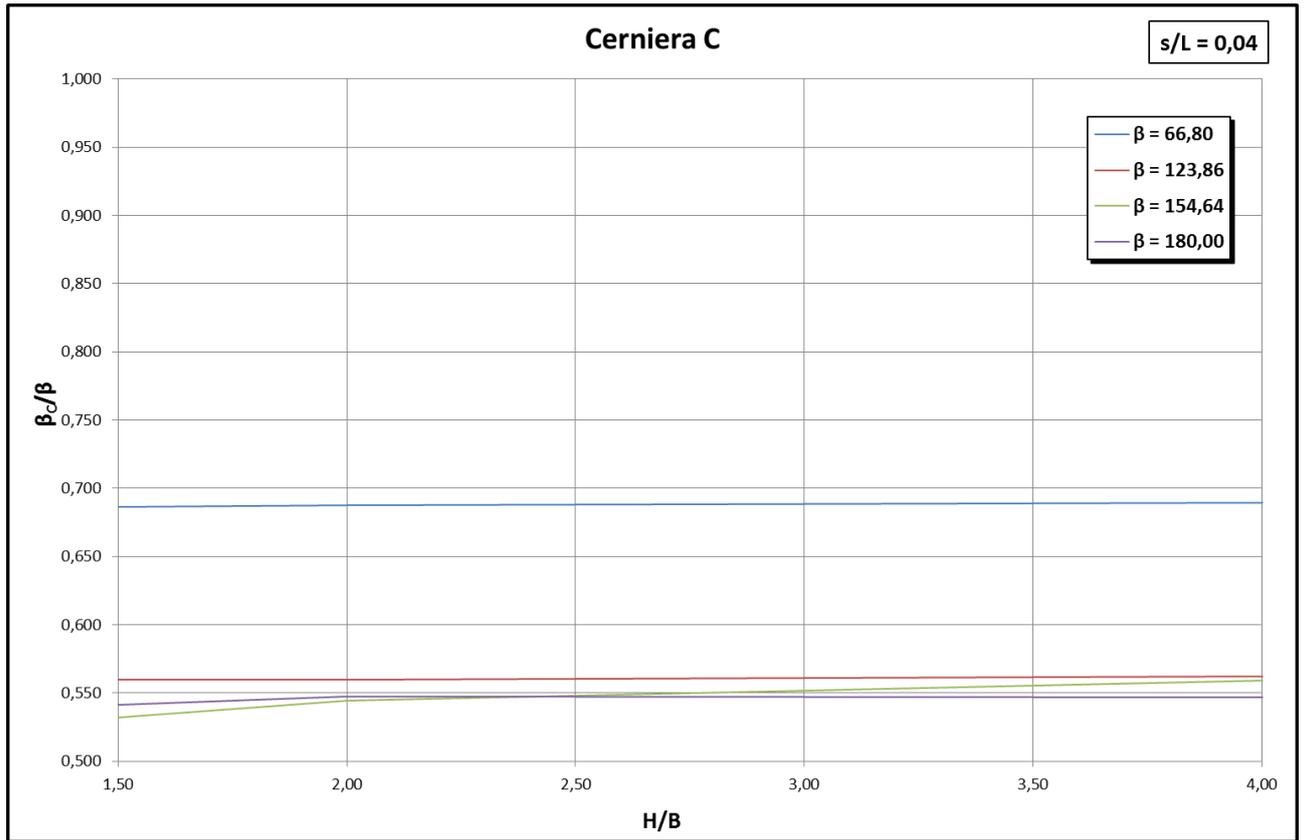


Figura 4.30: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,04$

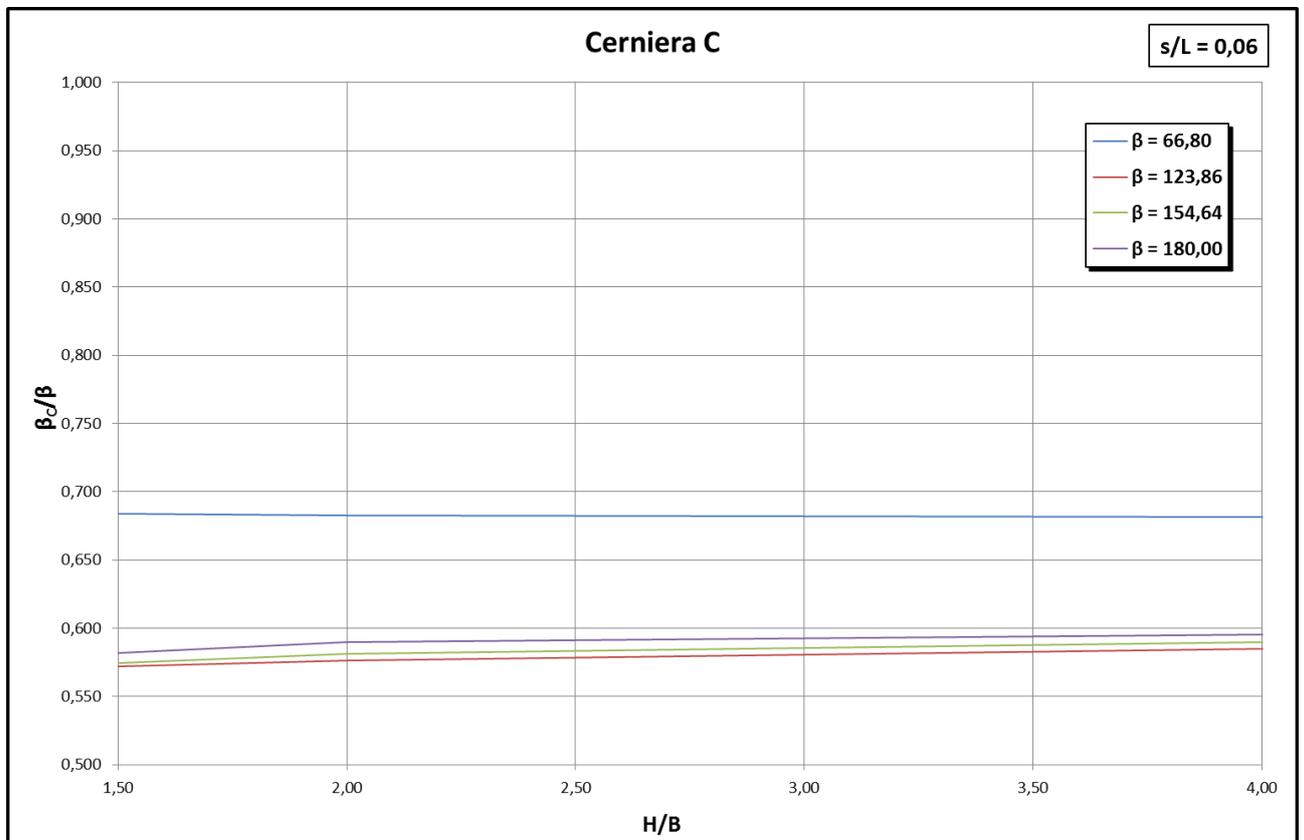


Figura 4.31: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,06$

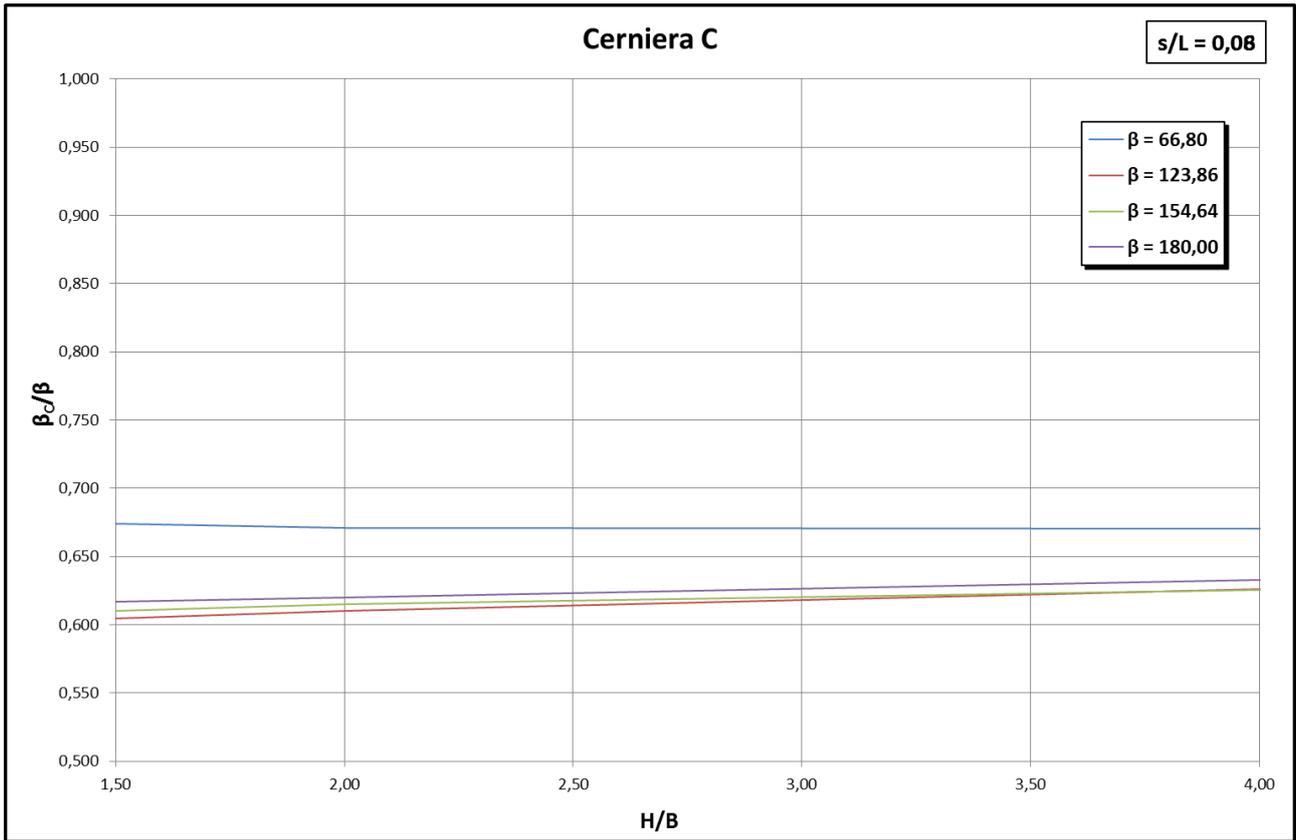


Figura 4.32: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,08$

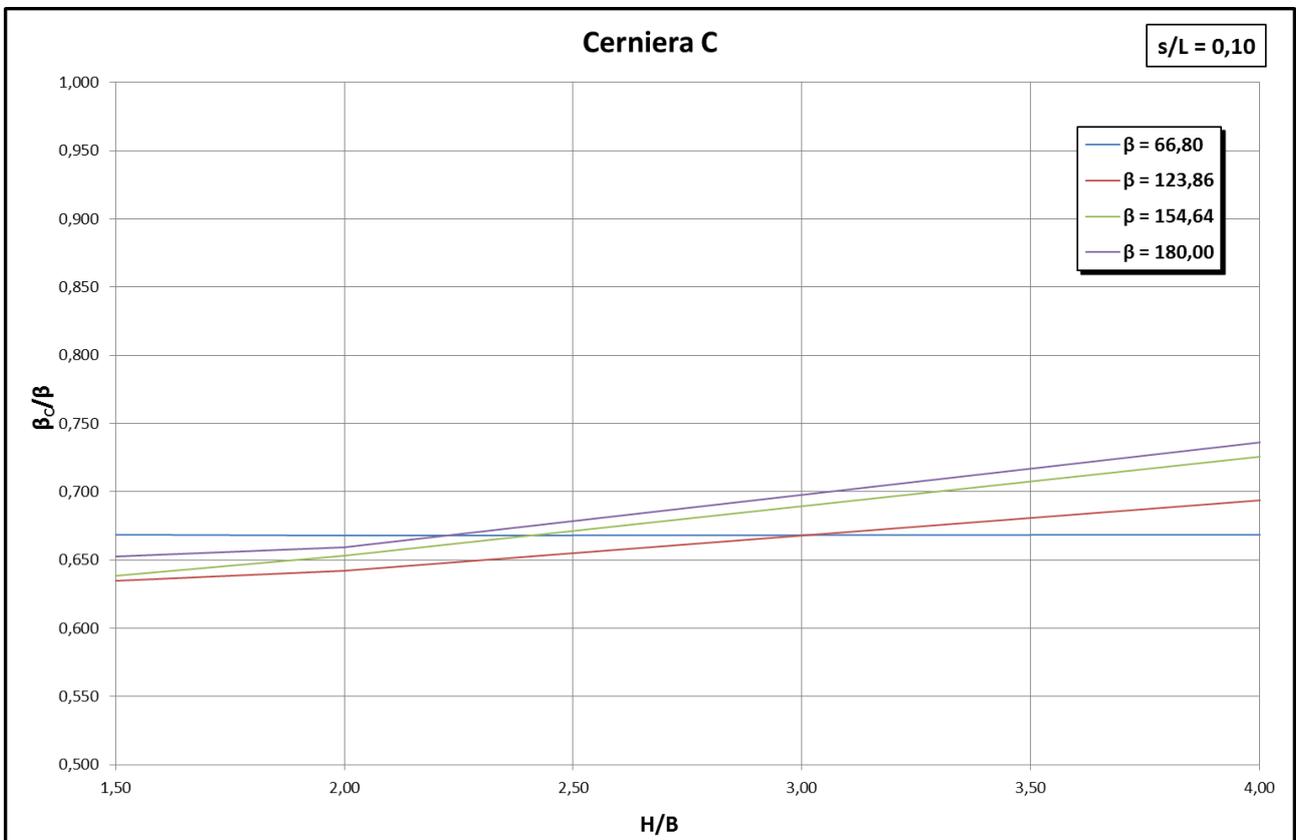


Figura 4.33: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,10$

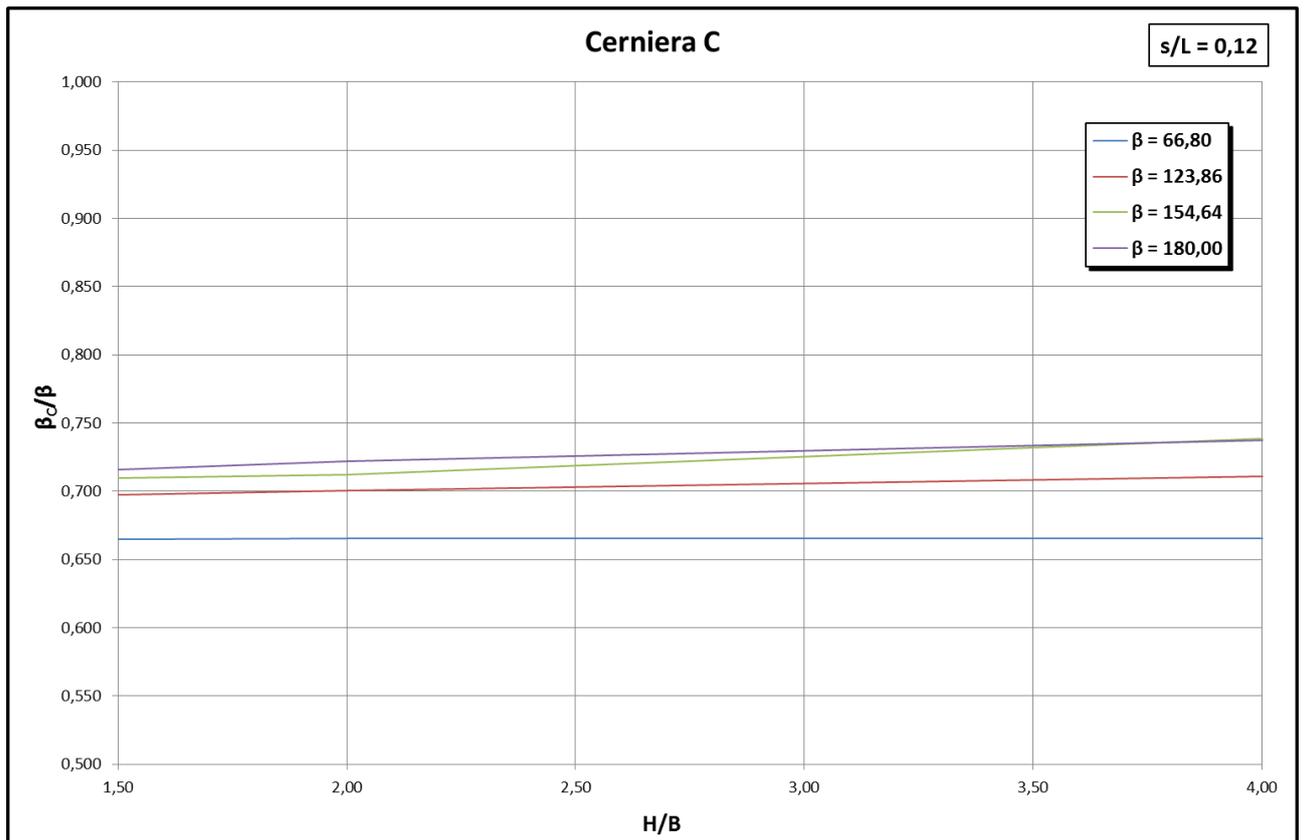


Figura 4.34: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,12$

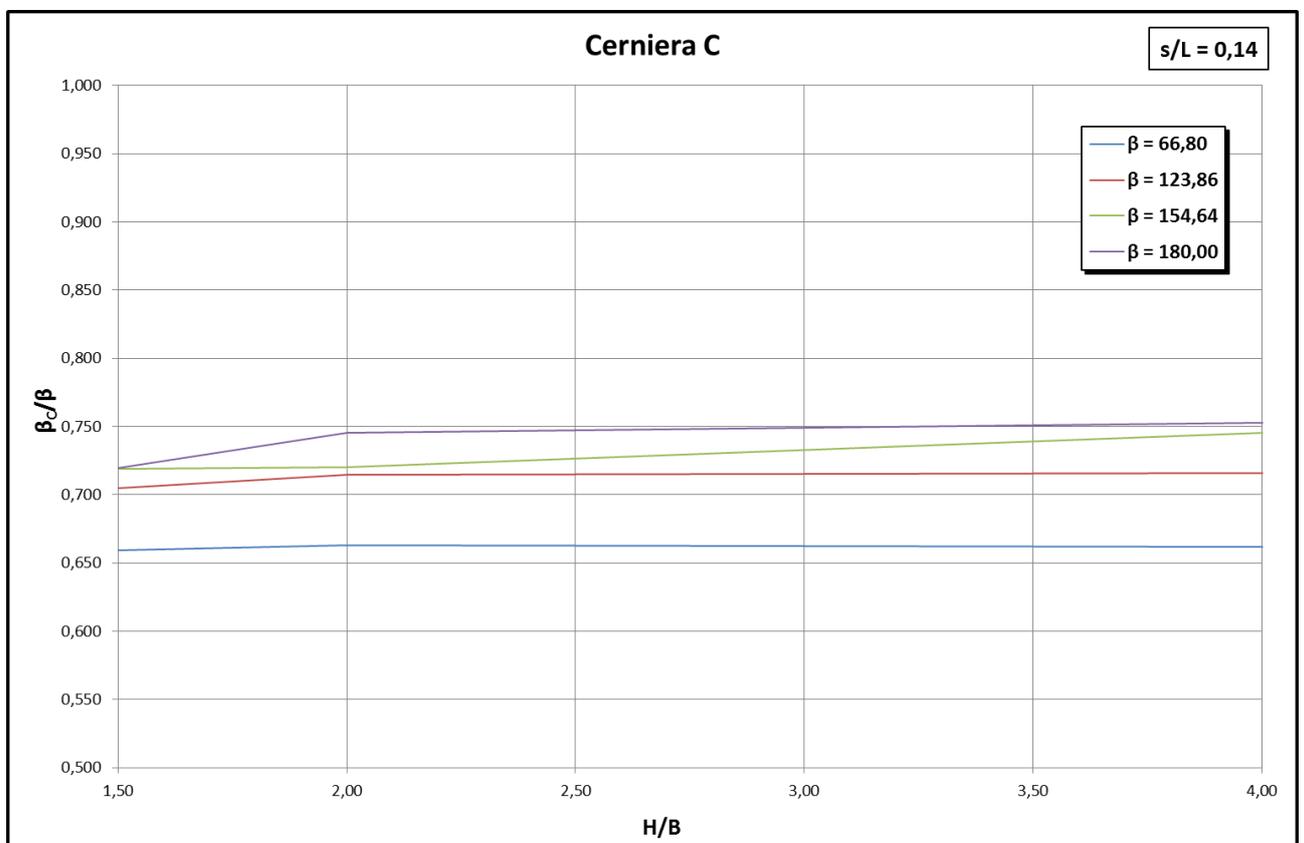


Figura 4.35: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,14$

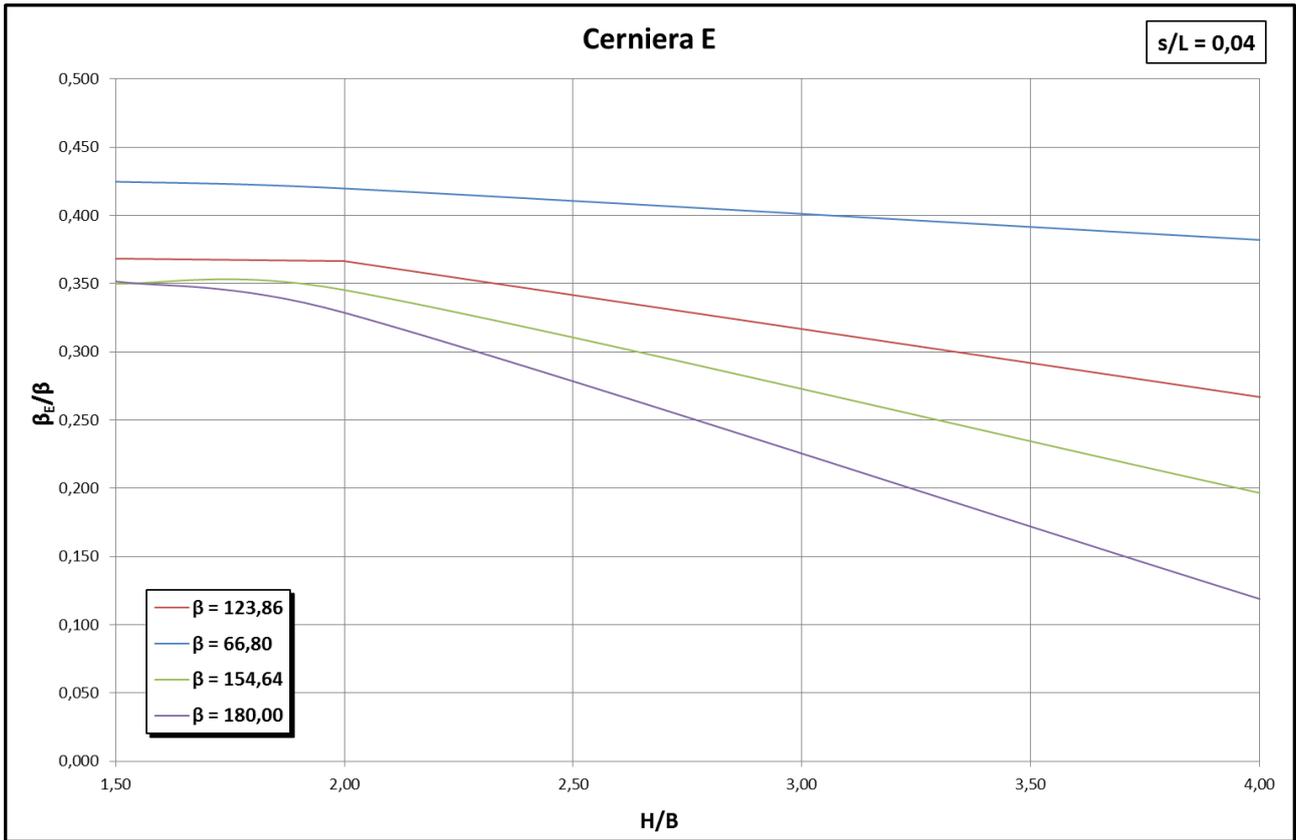


Figura 4.36: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,04$

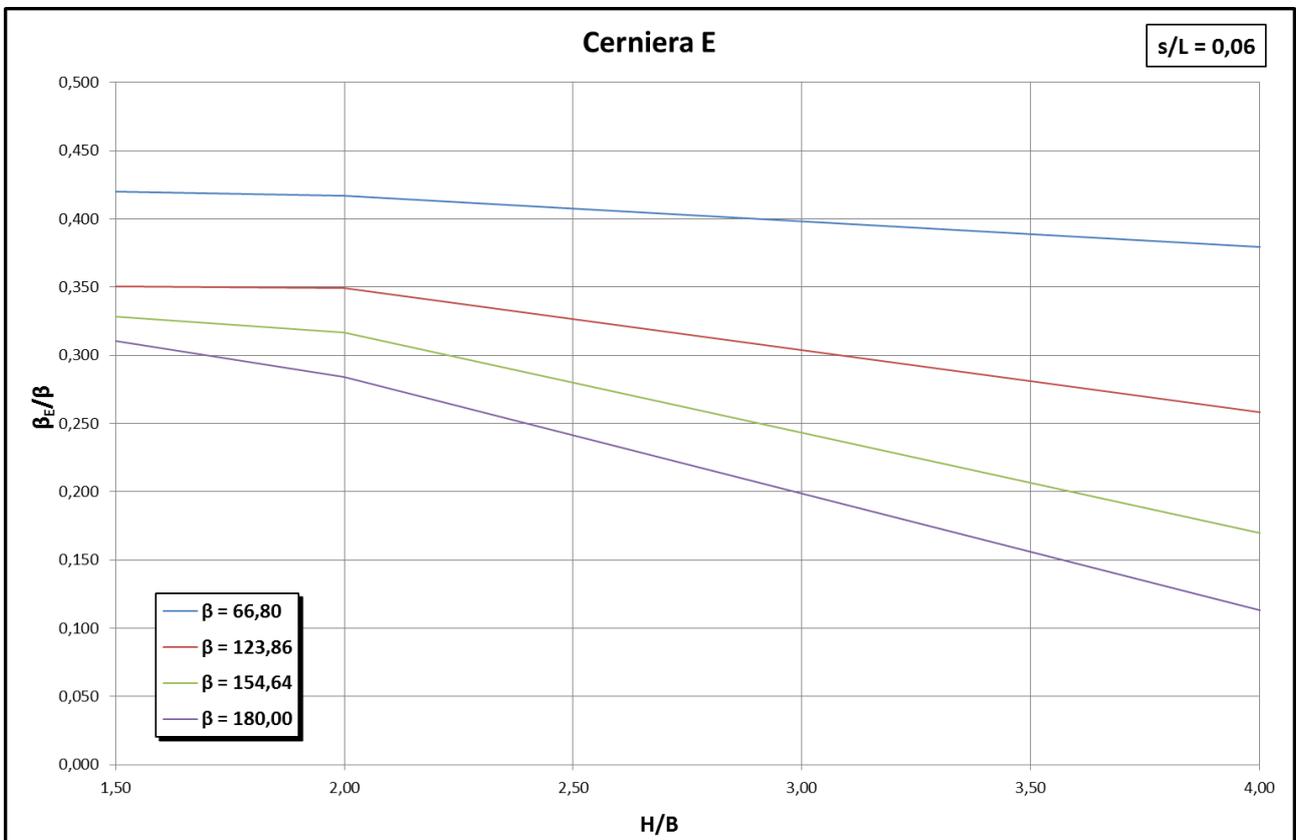


Figura 4.37: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,06$

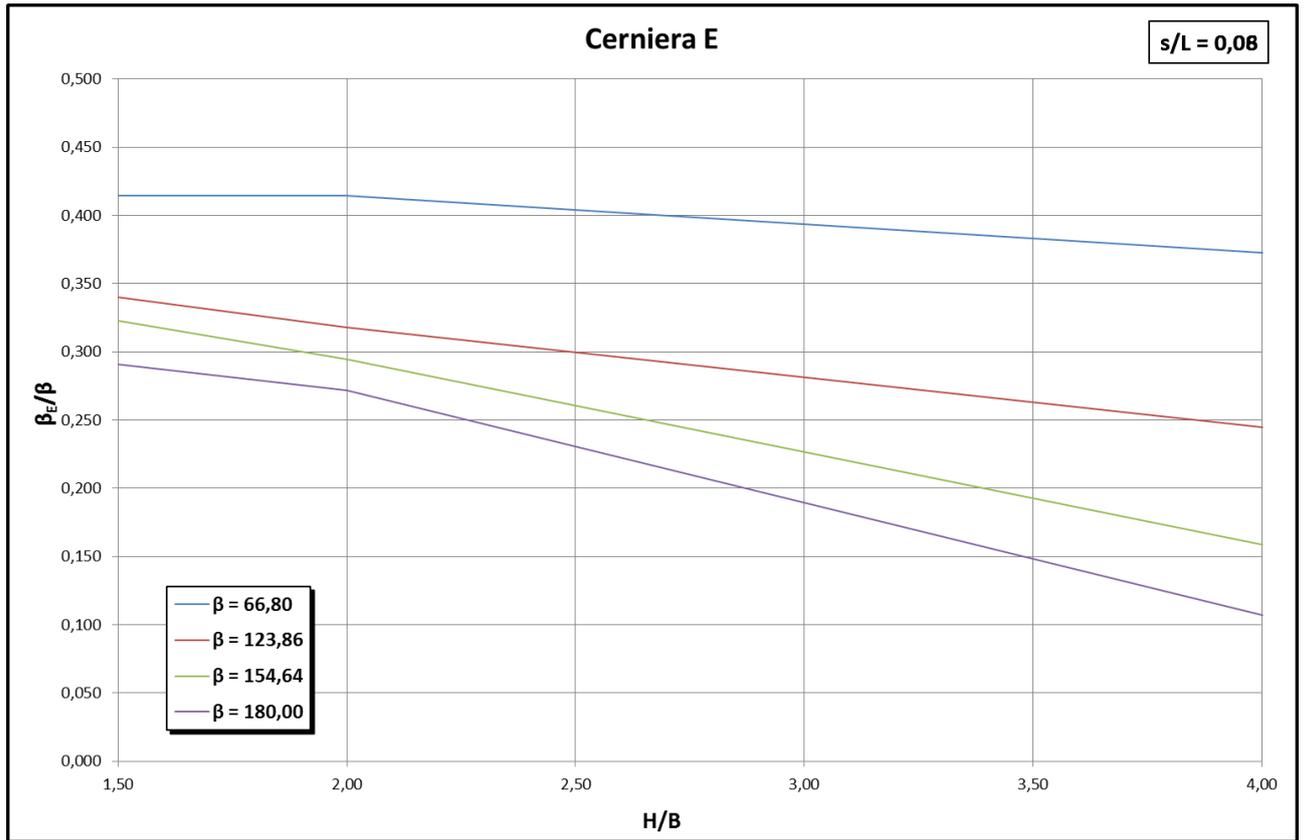


Figura 4.38: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,08$

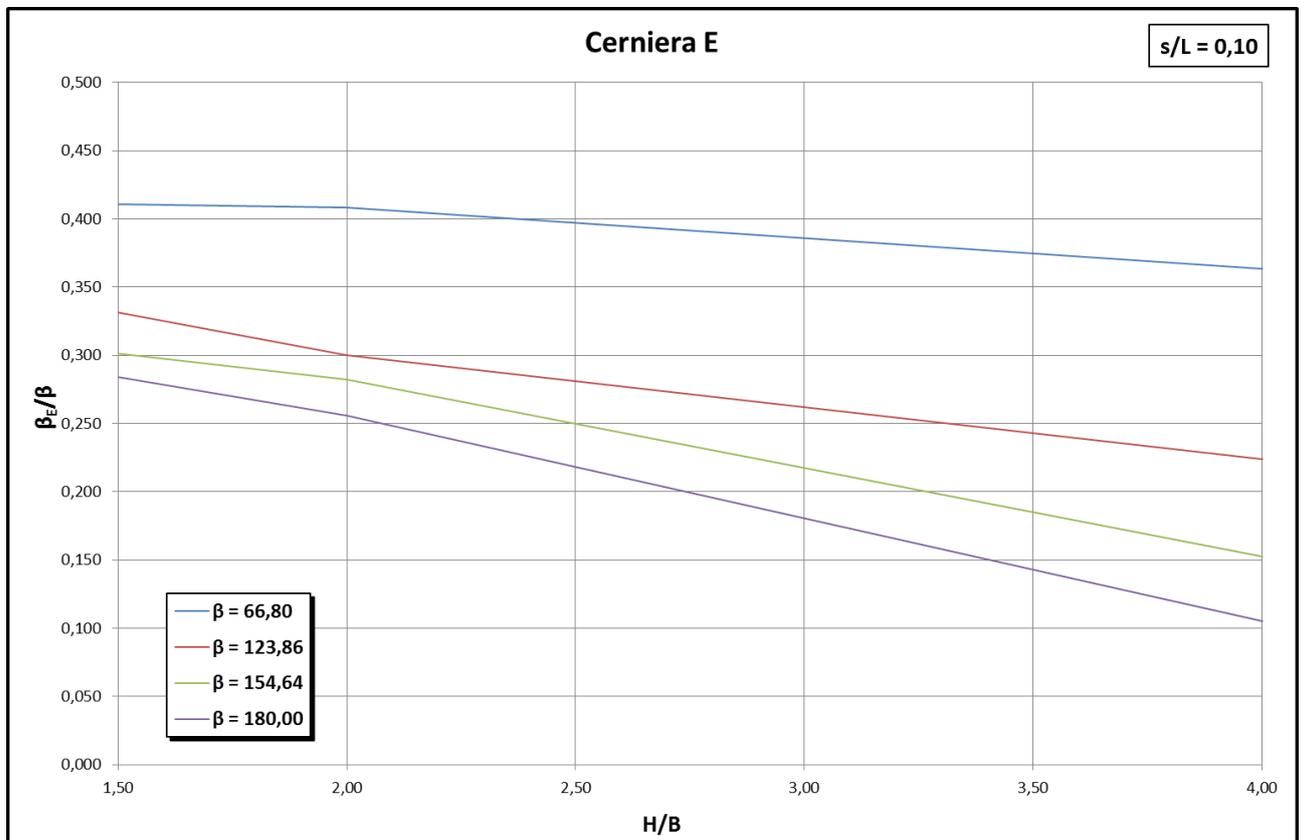


Figura 4.39: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,10$

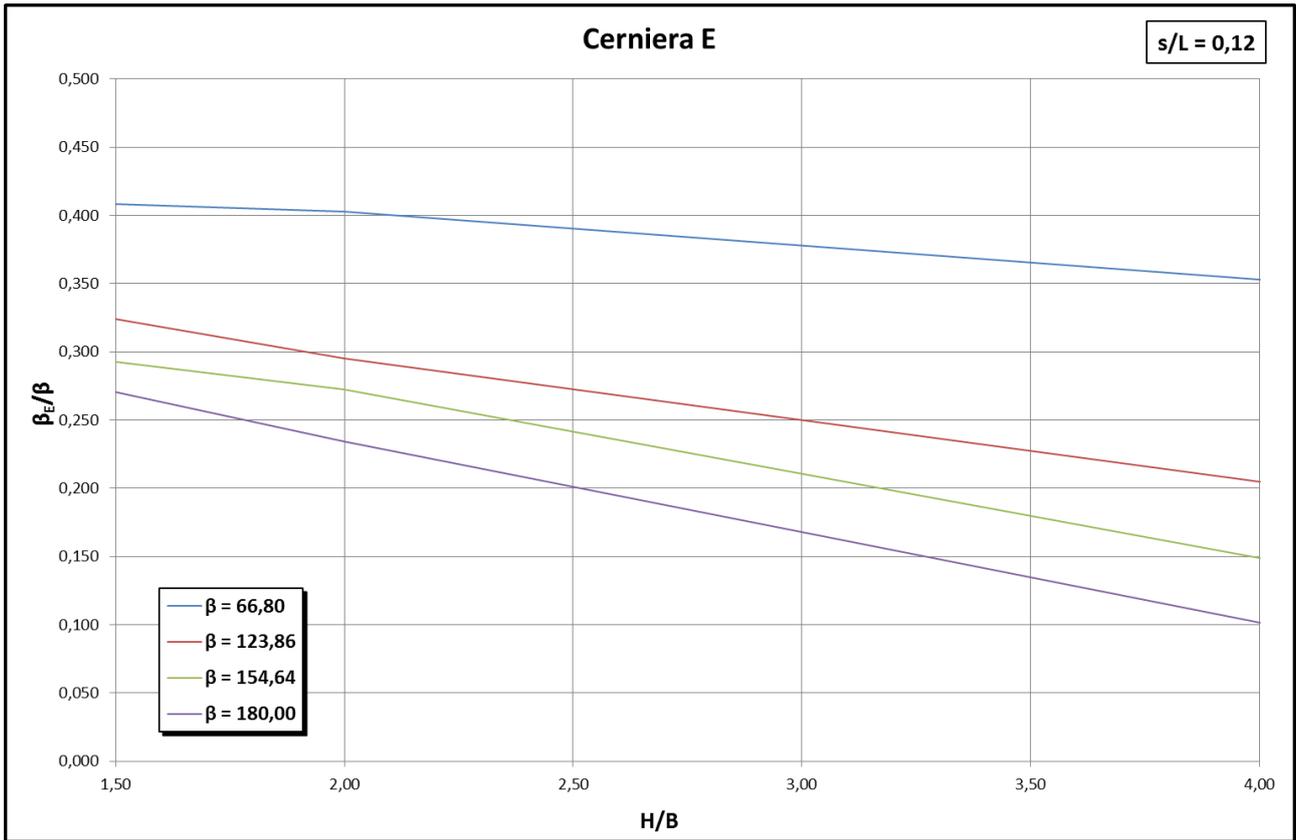


Figura 4.40: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,12$

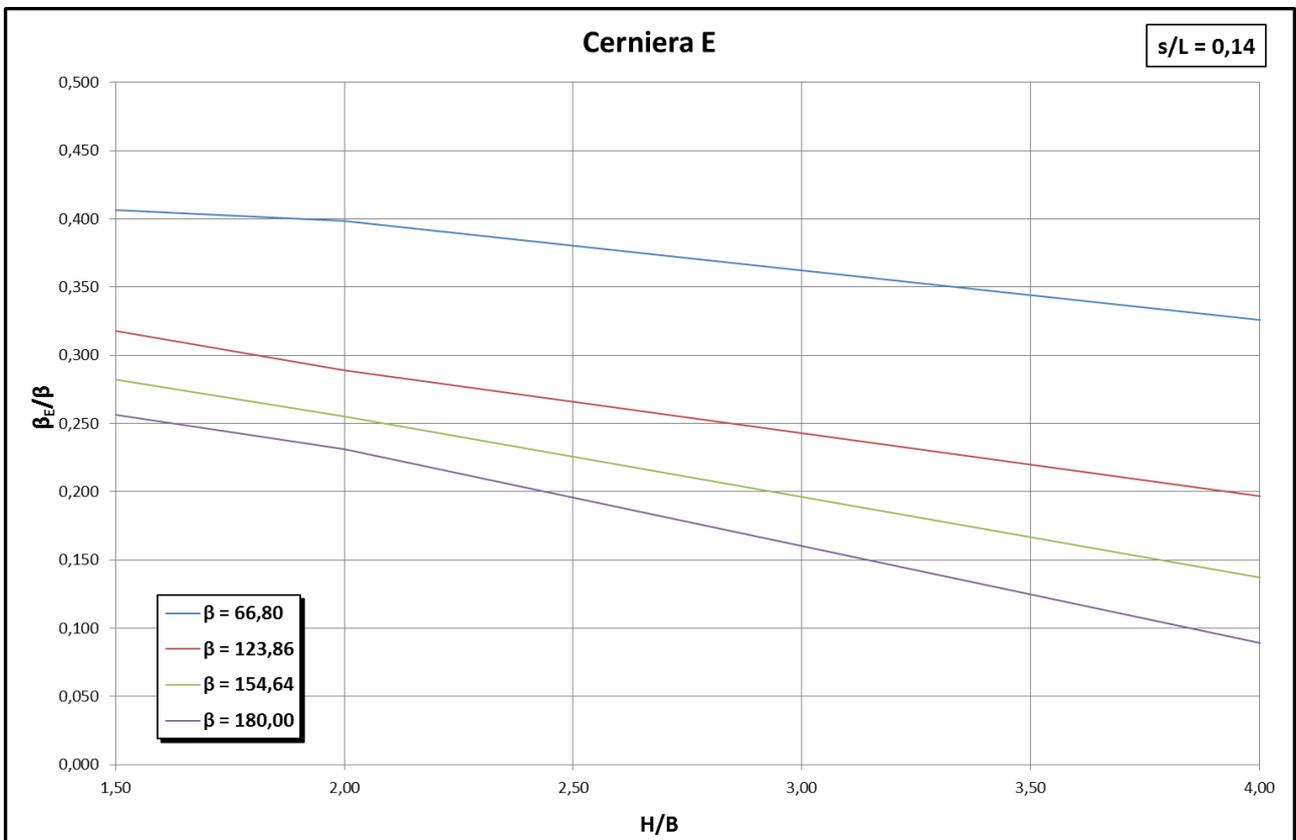


Figura 4.41: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,14$

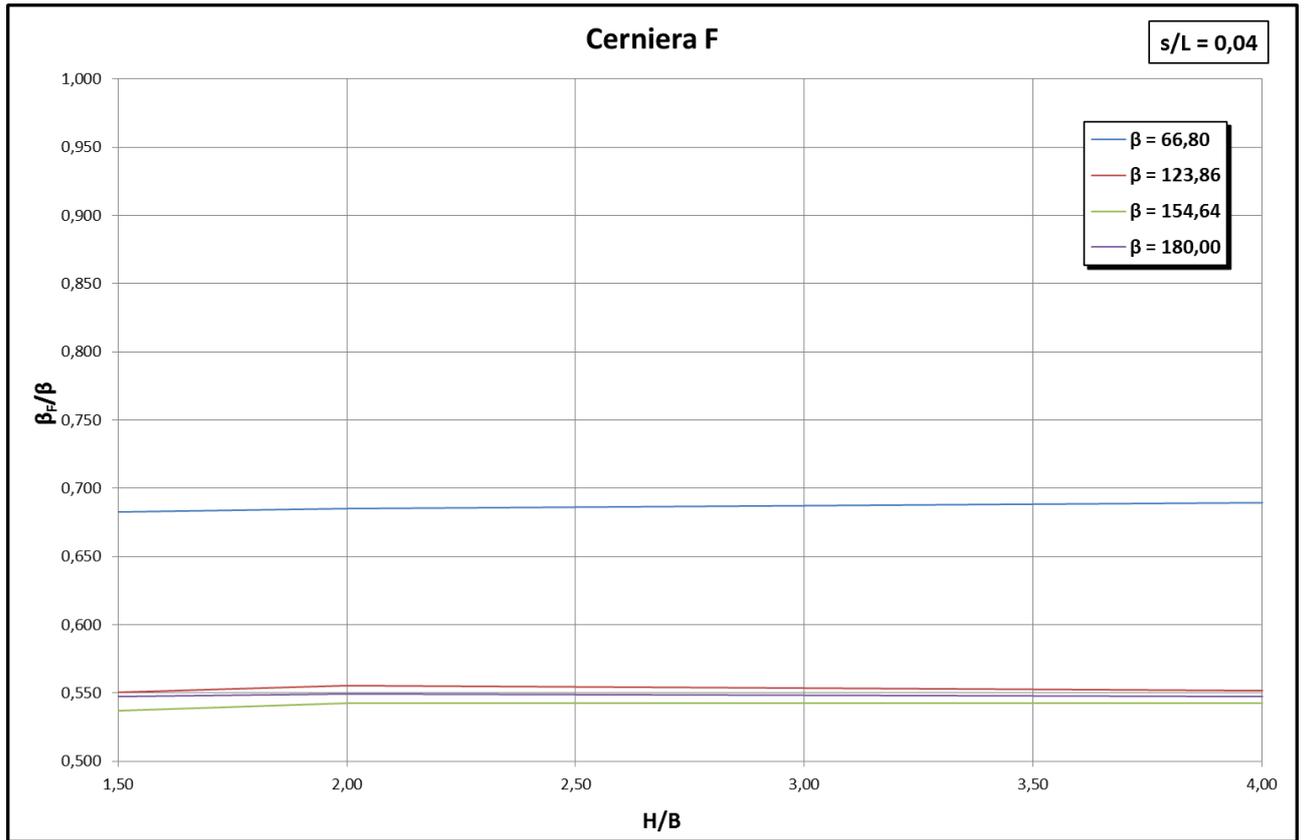


Figura 4.42: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,04$

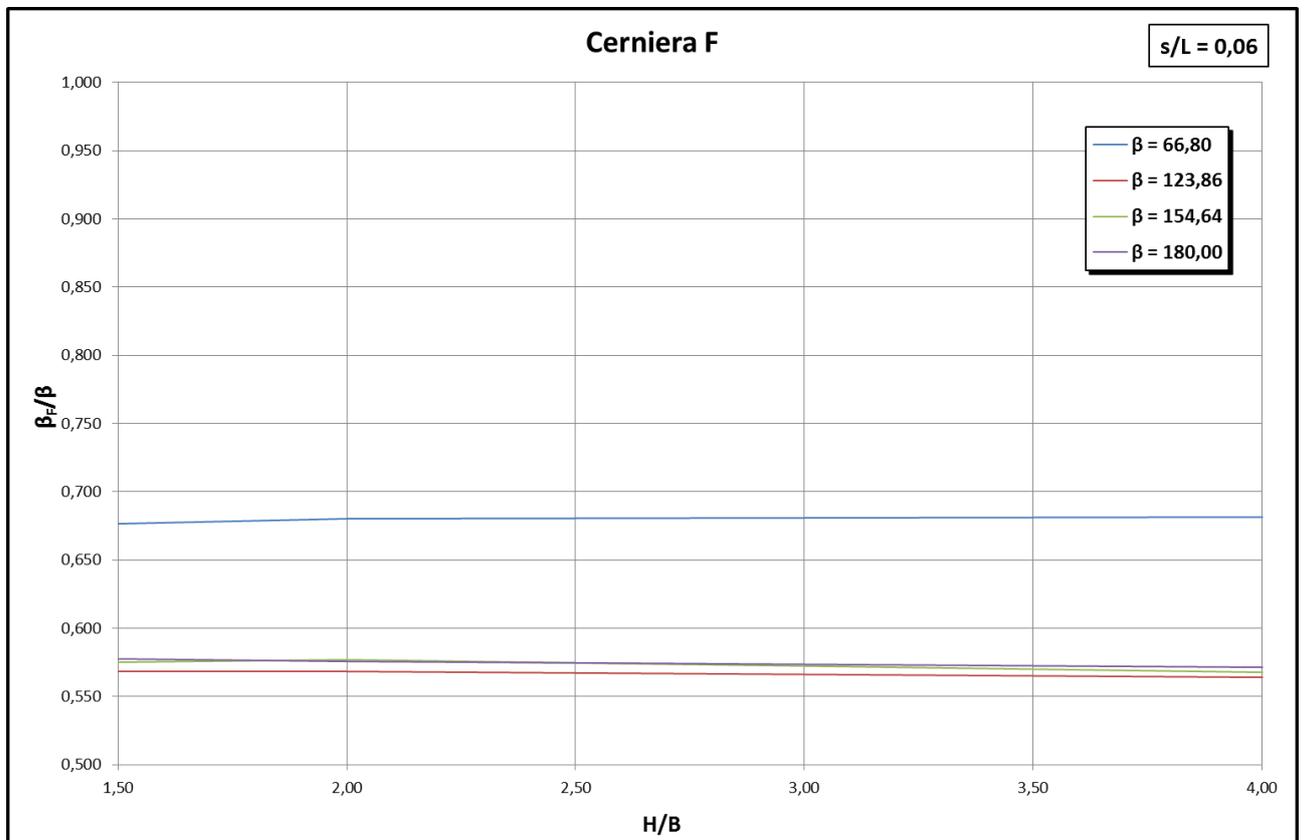


Figura 4.43: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,06$

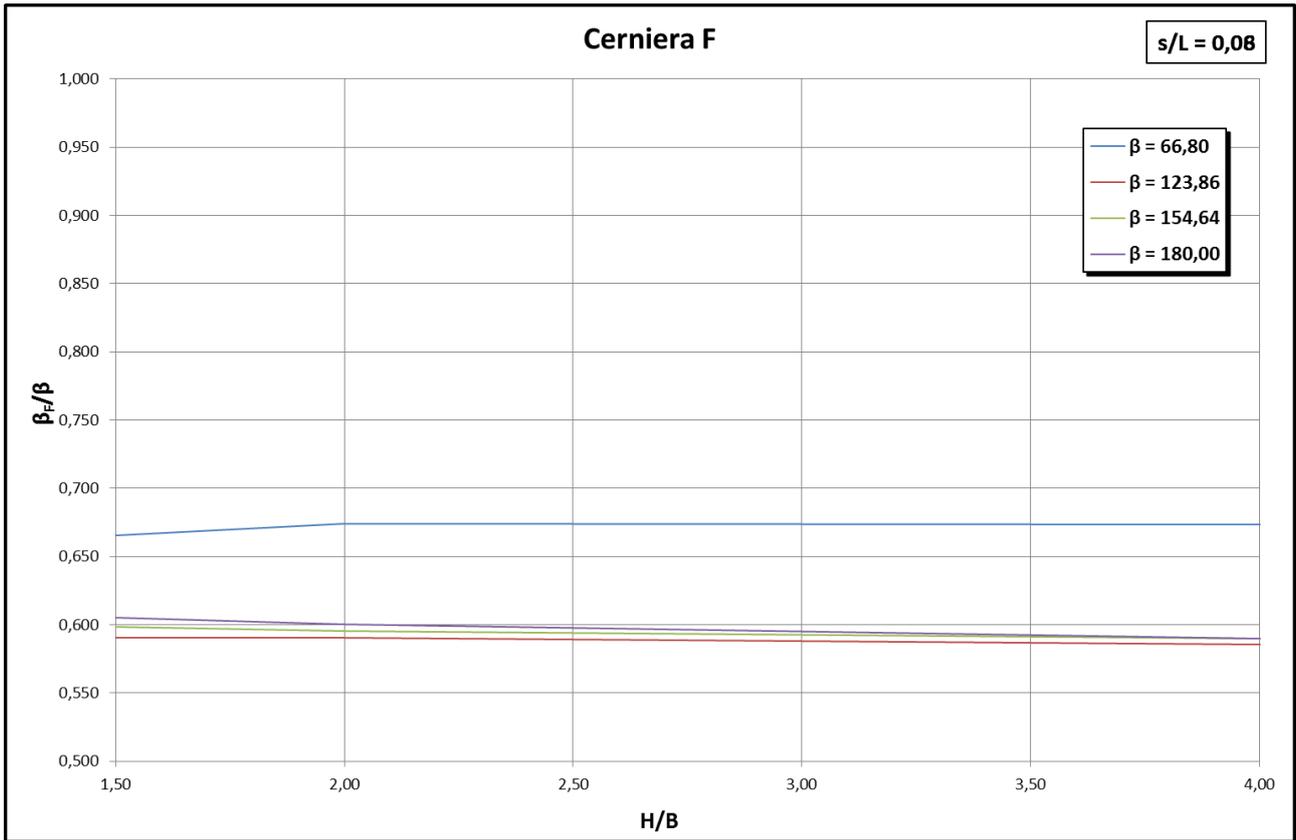


Figura 4.44: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,08$

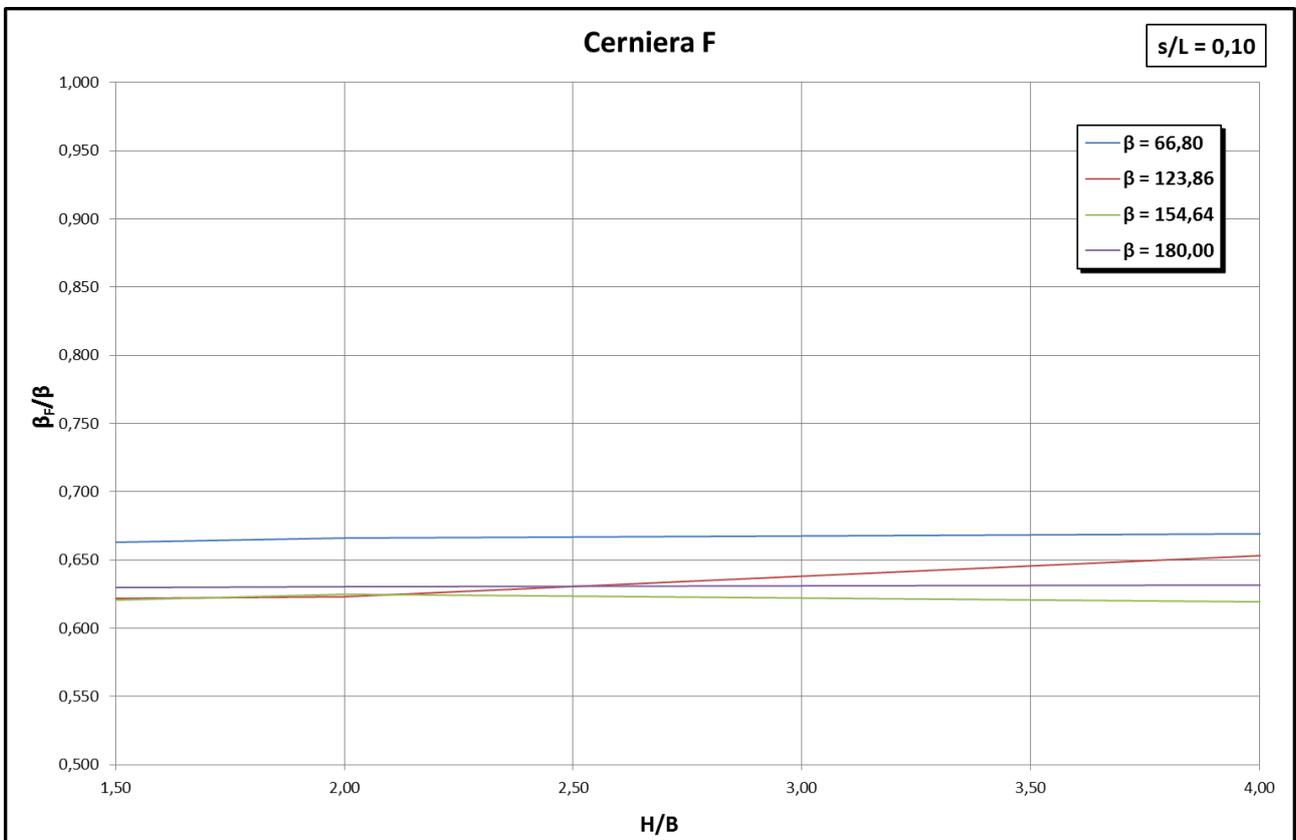


Figura 4.45: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,10$

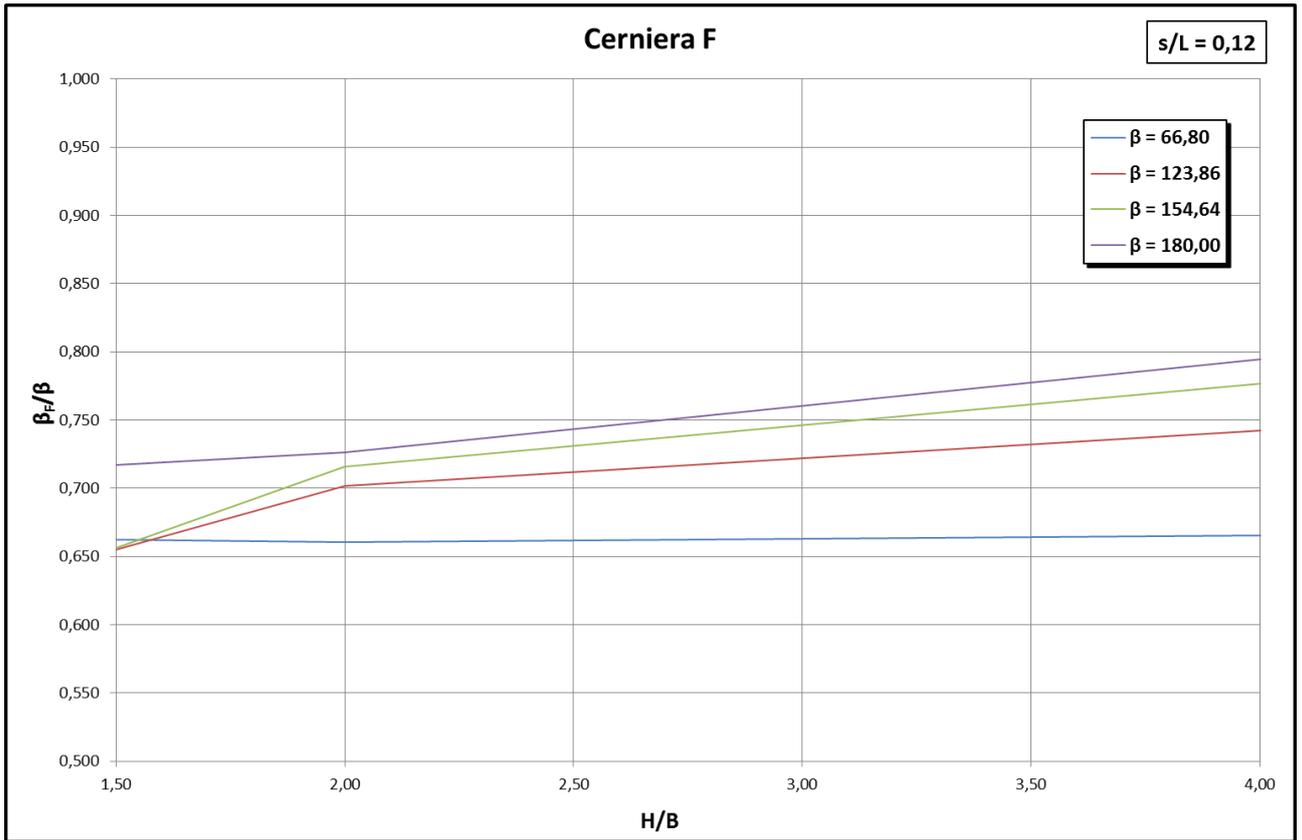


Figura 4.46: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,12$

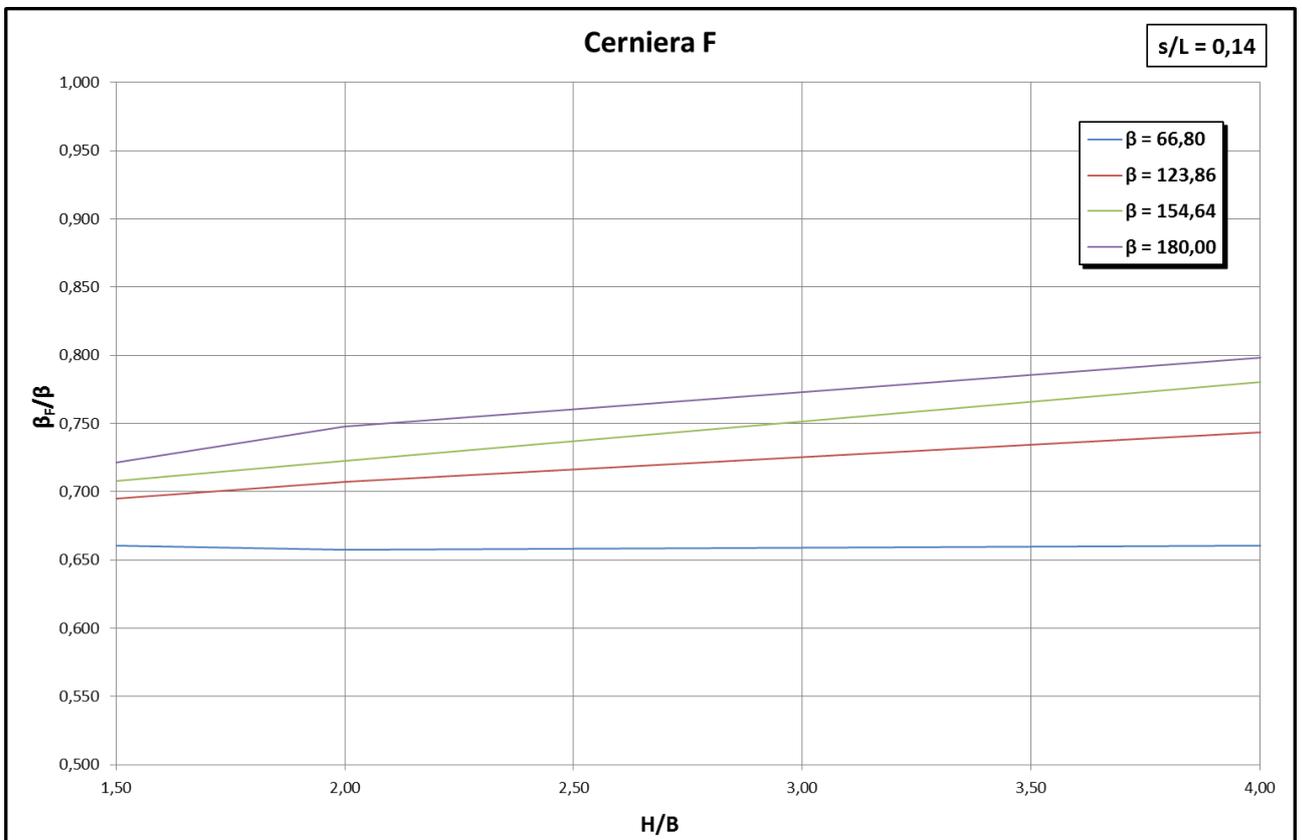


Figura 4.47: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,14$

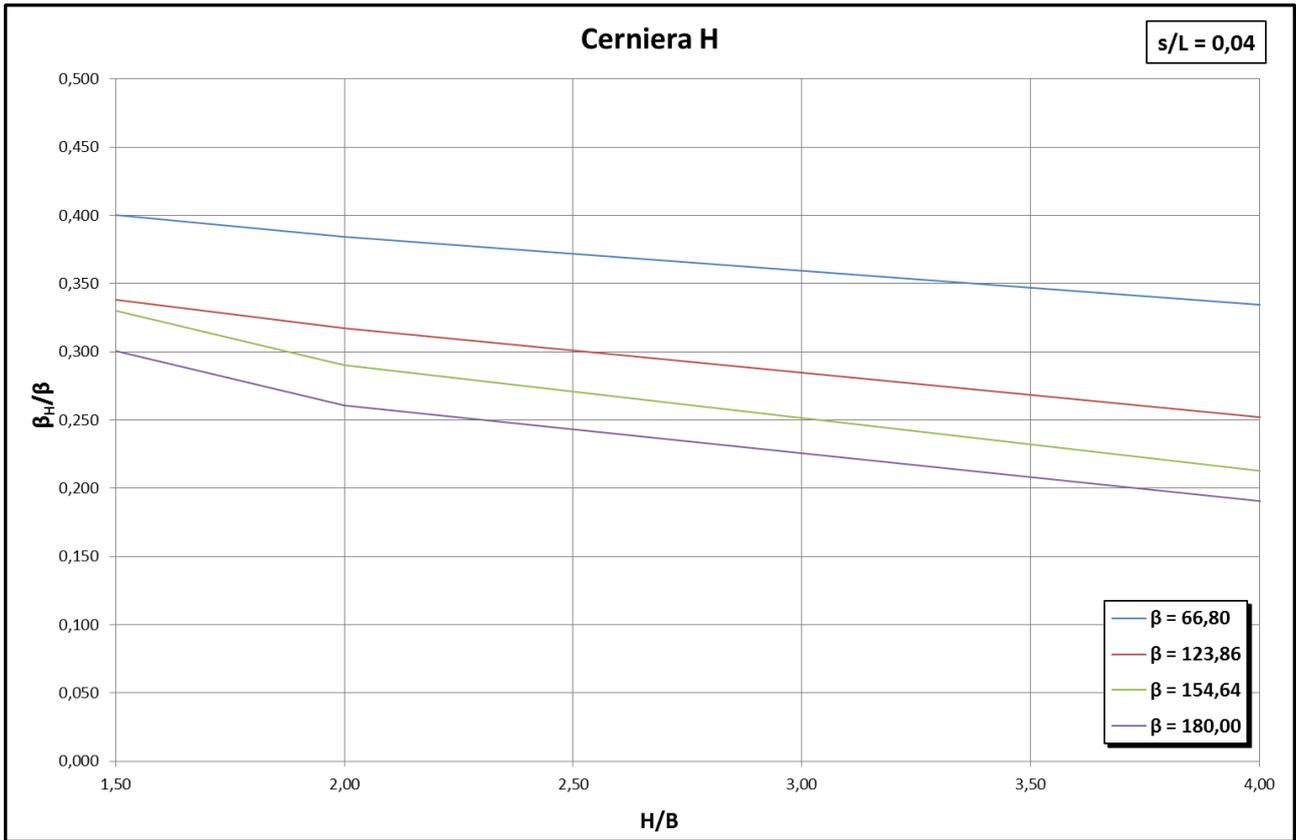


Figura 4.48: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,04$

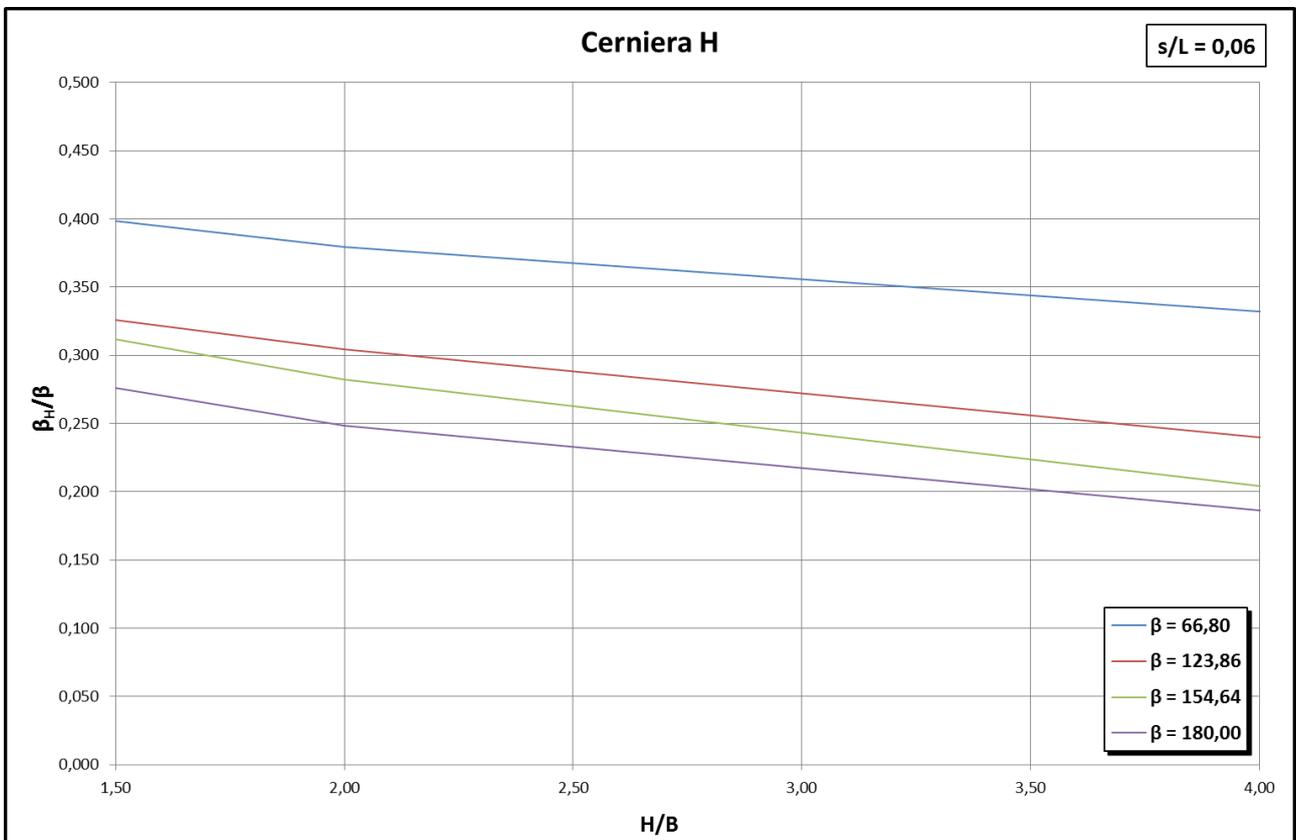


Figura 4.49: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,06$

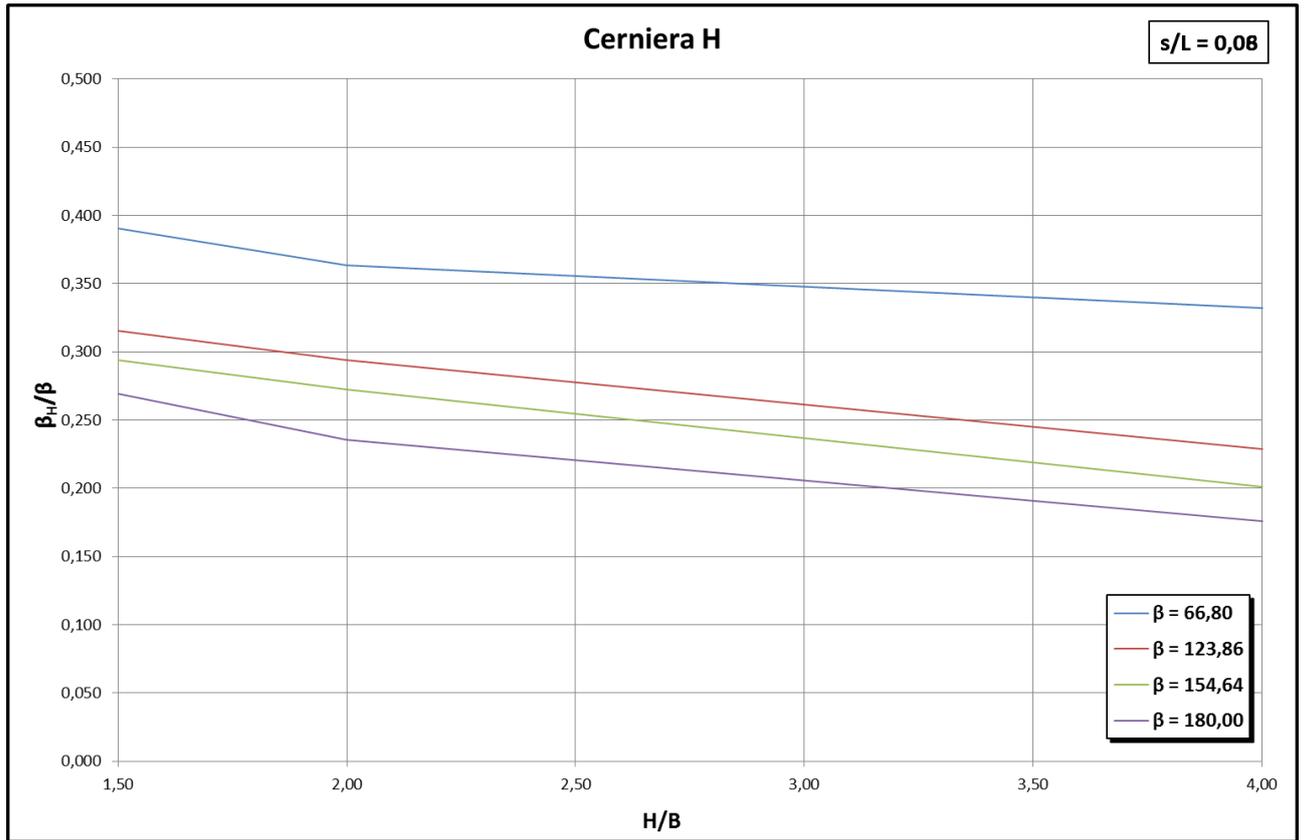


Figura 4.50: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,08$

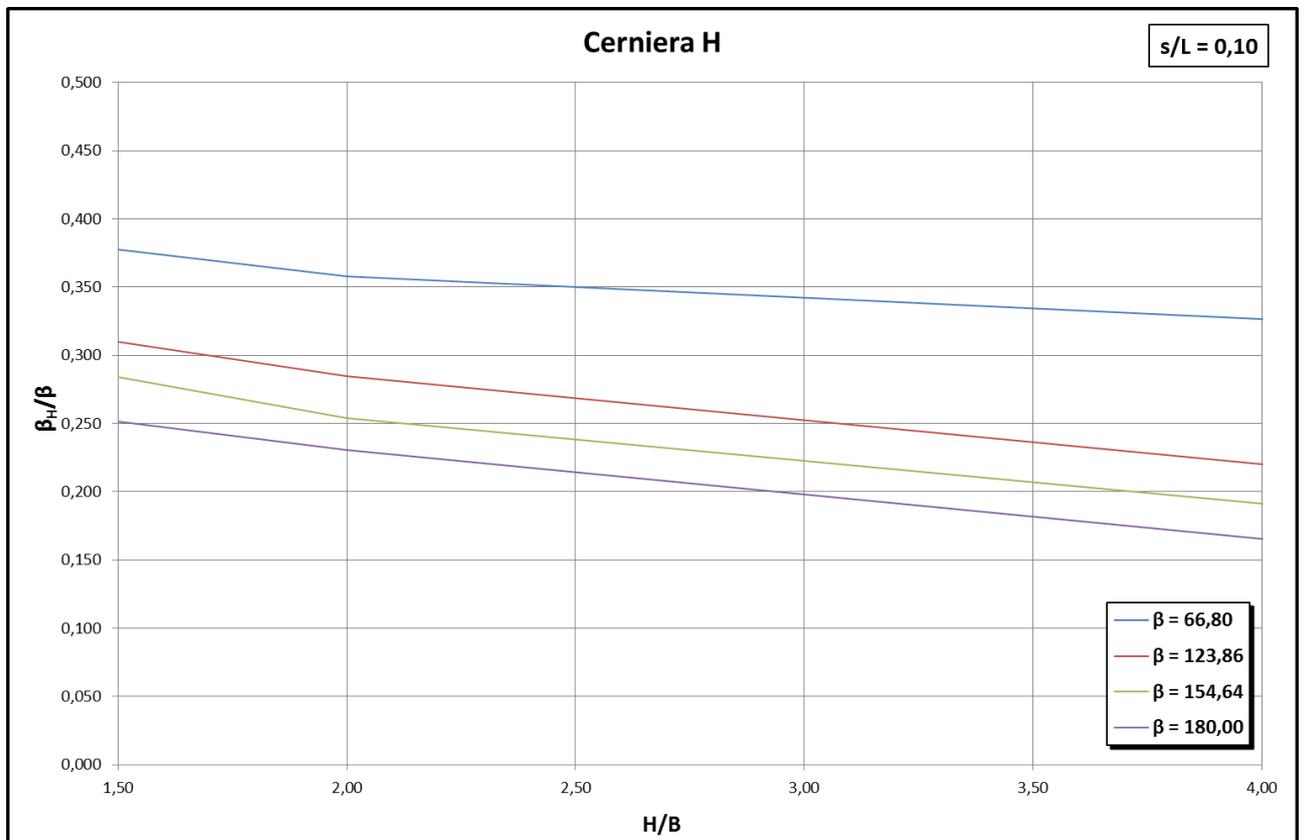


Figura 4.51: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,10$

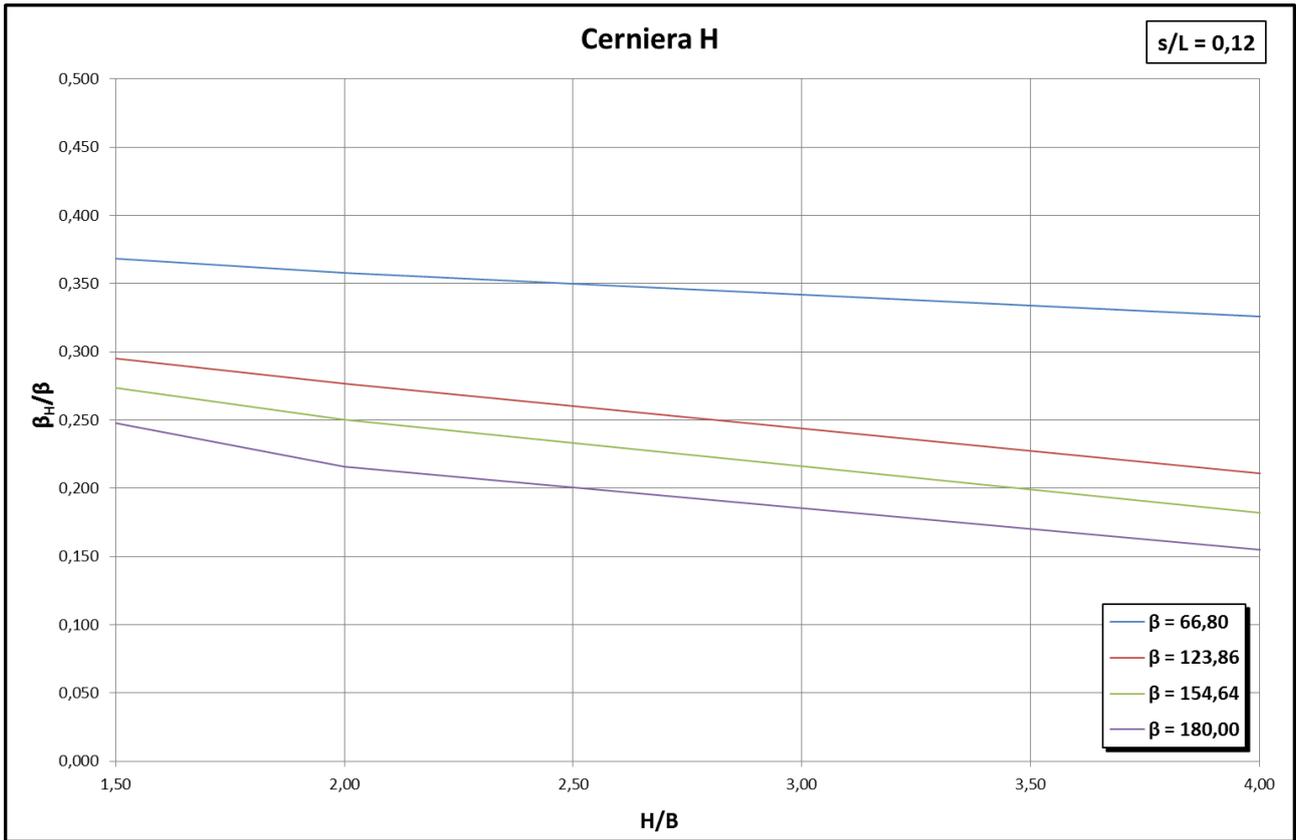


Figura 4.52: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,12$

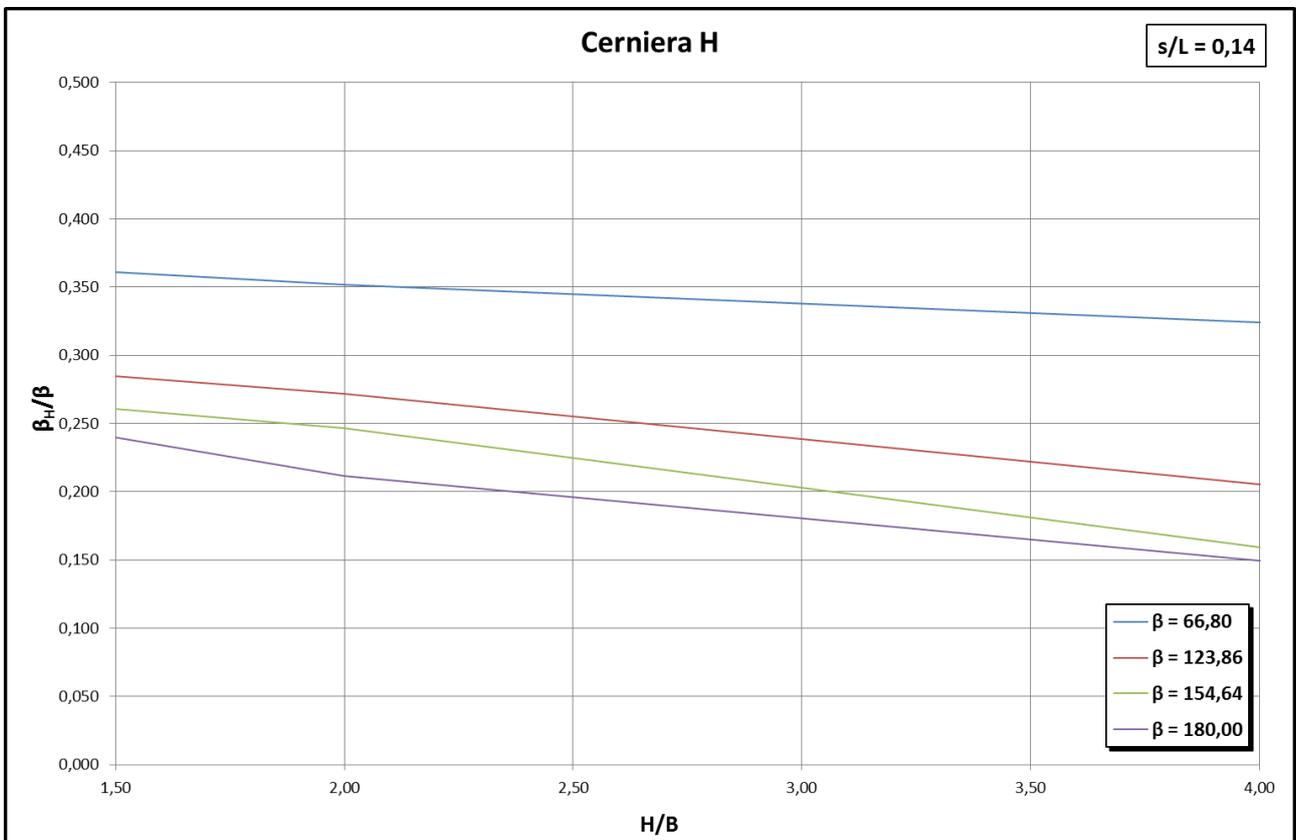


Figura 4.53: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,14$

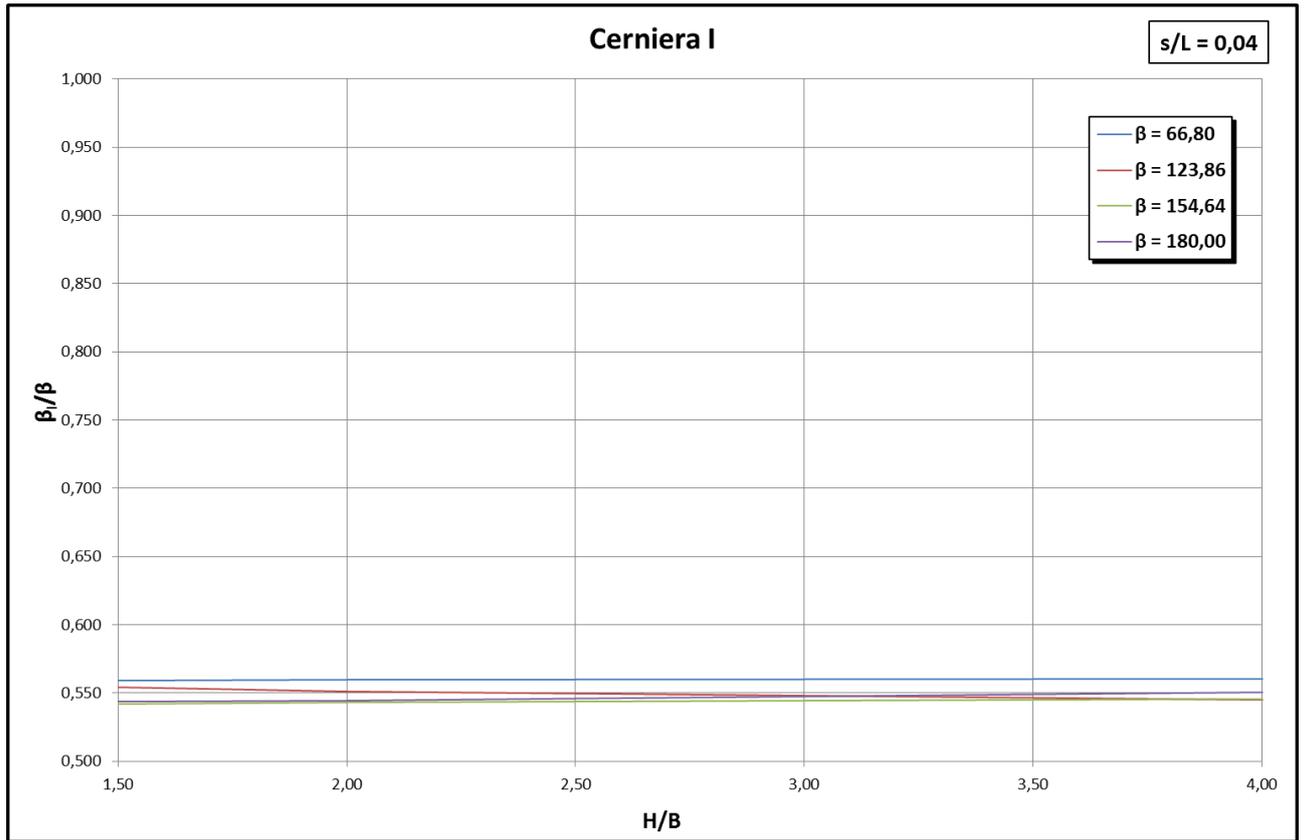


Figura 4.54: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,04$

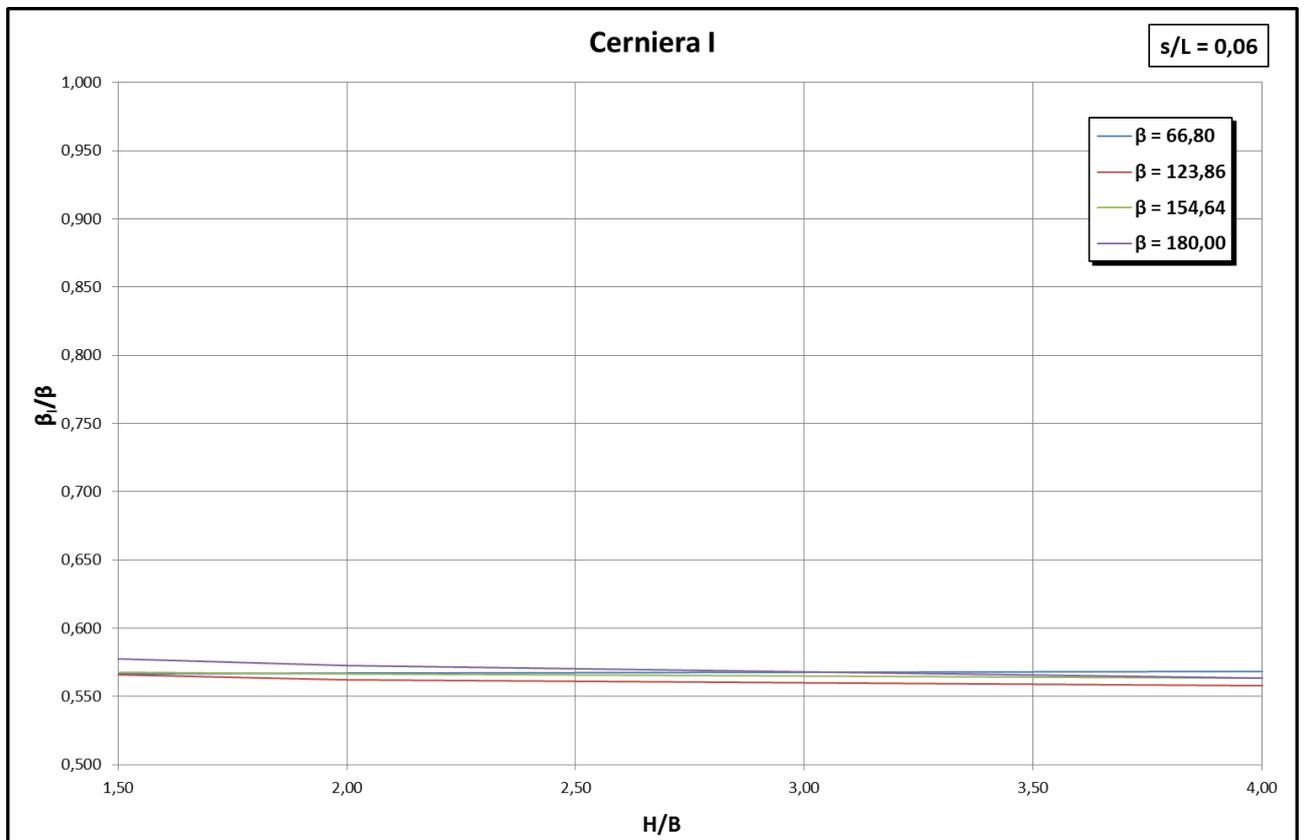


Figura 4.55: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,06$

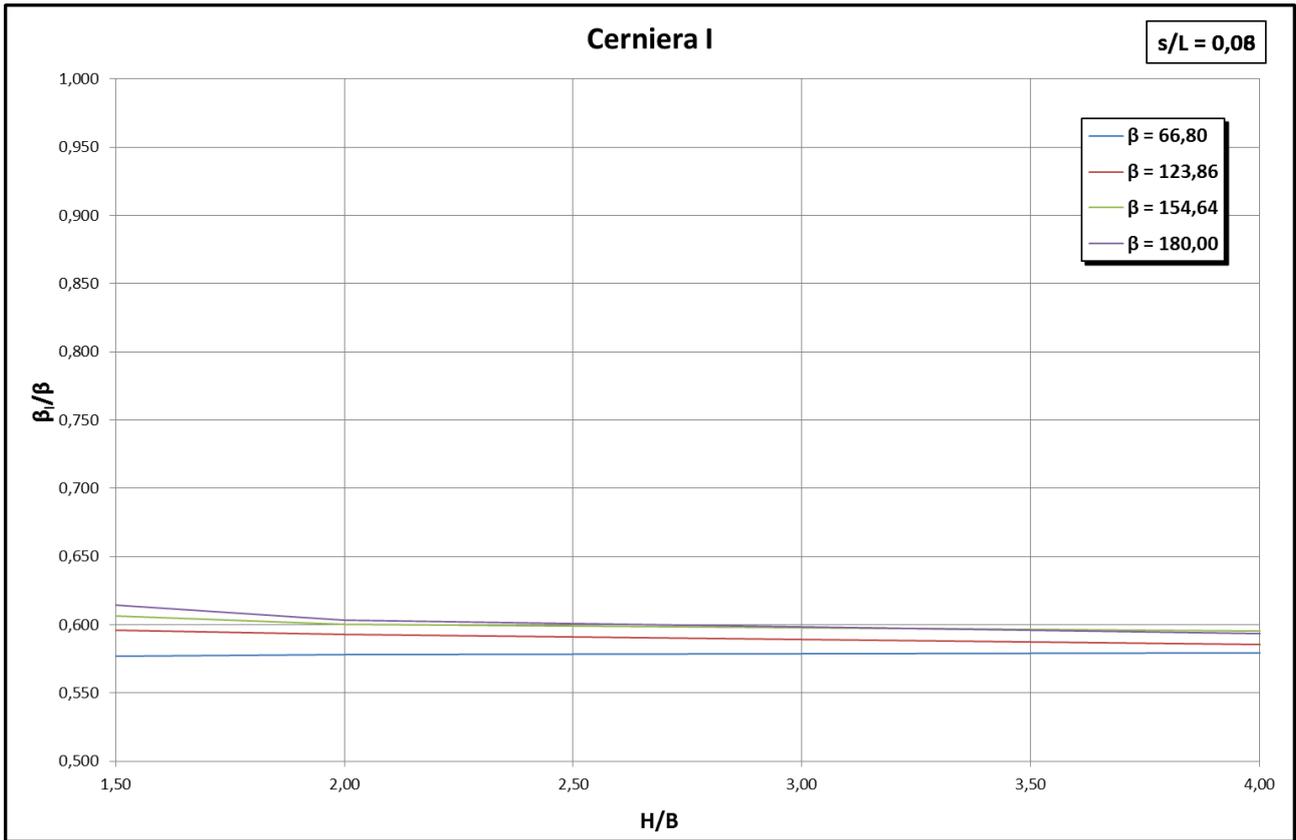


Figura 4.56: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,08$

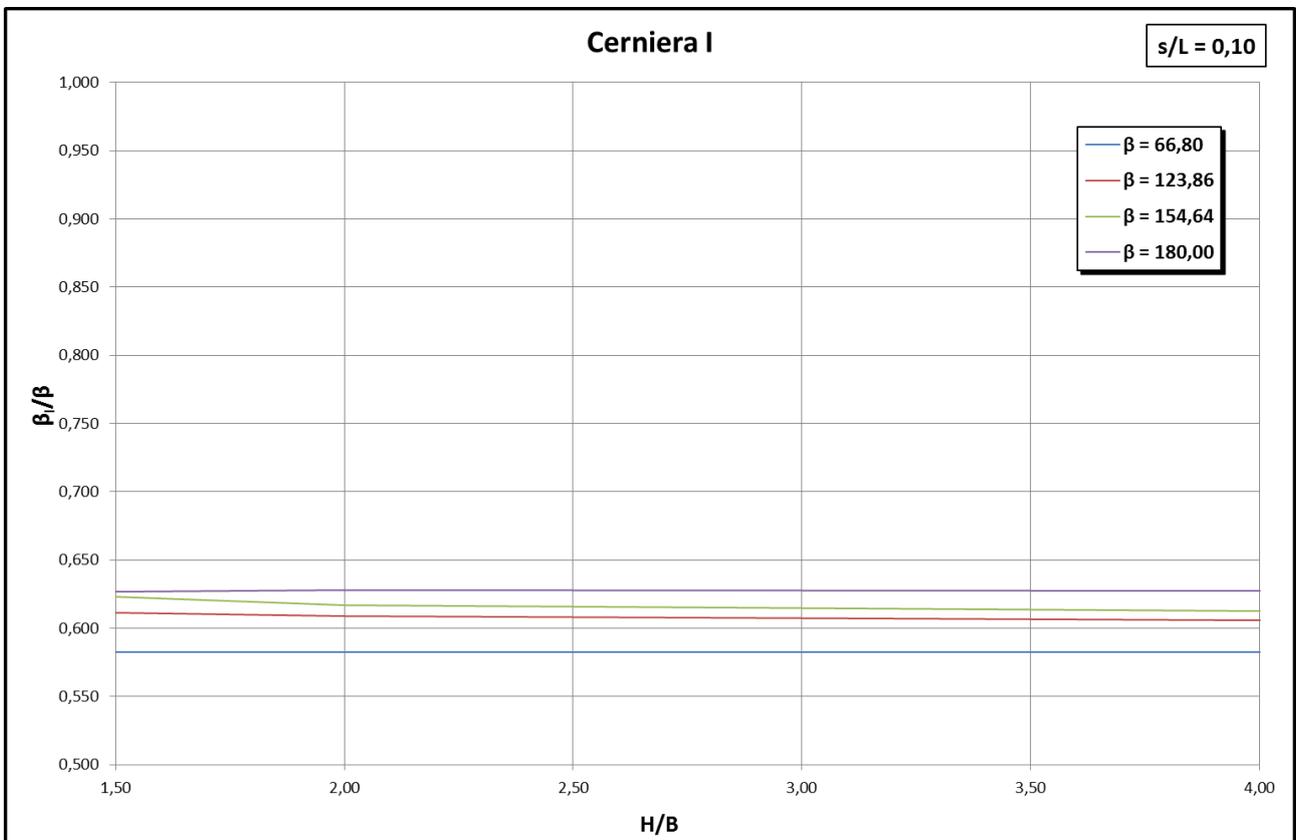


Figura 4.57: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,10$

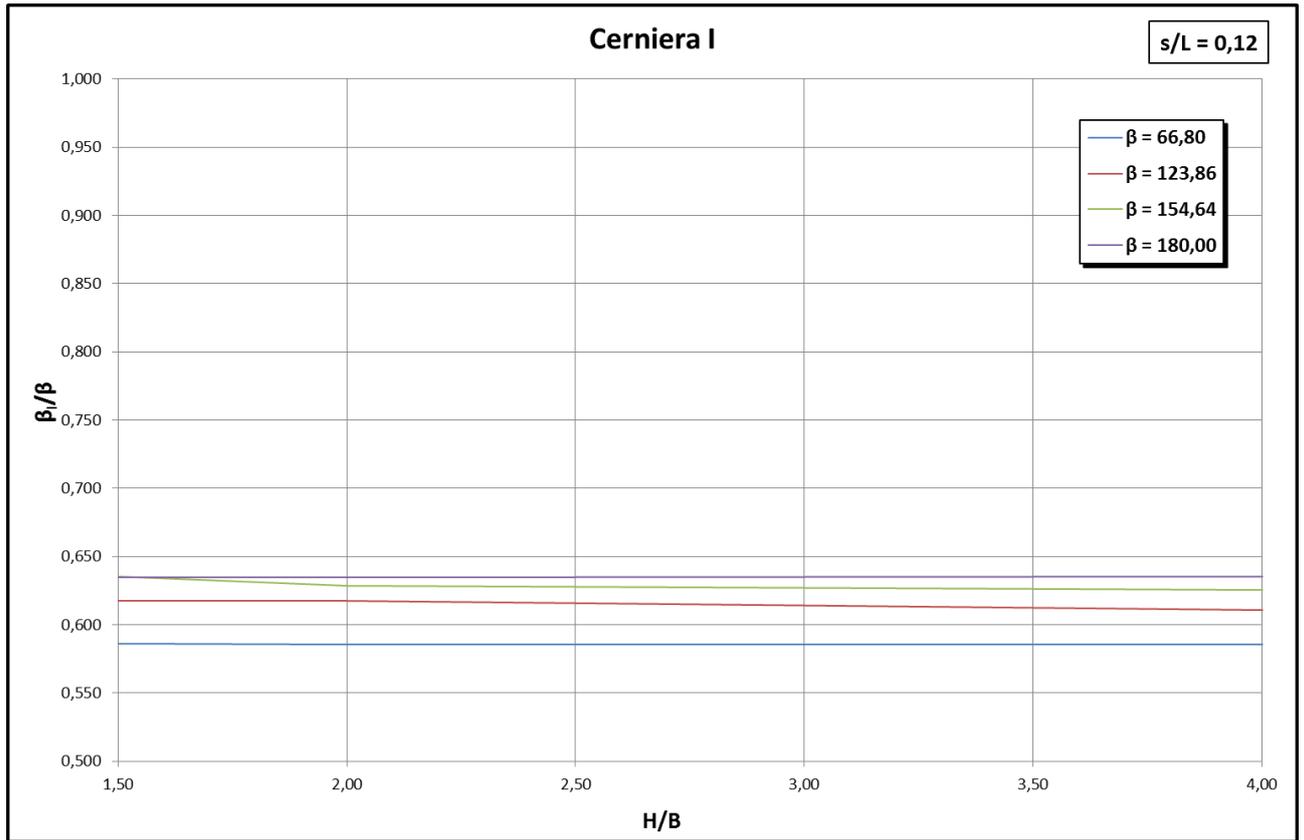


Figura 4.58: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,12$

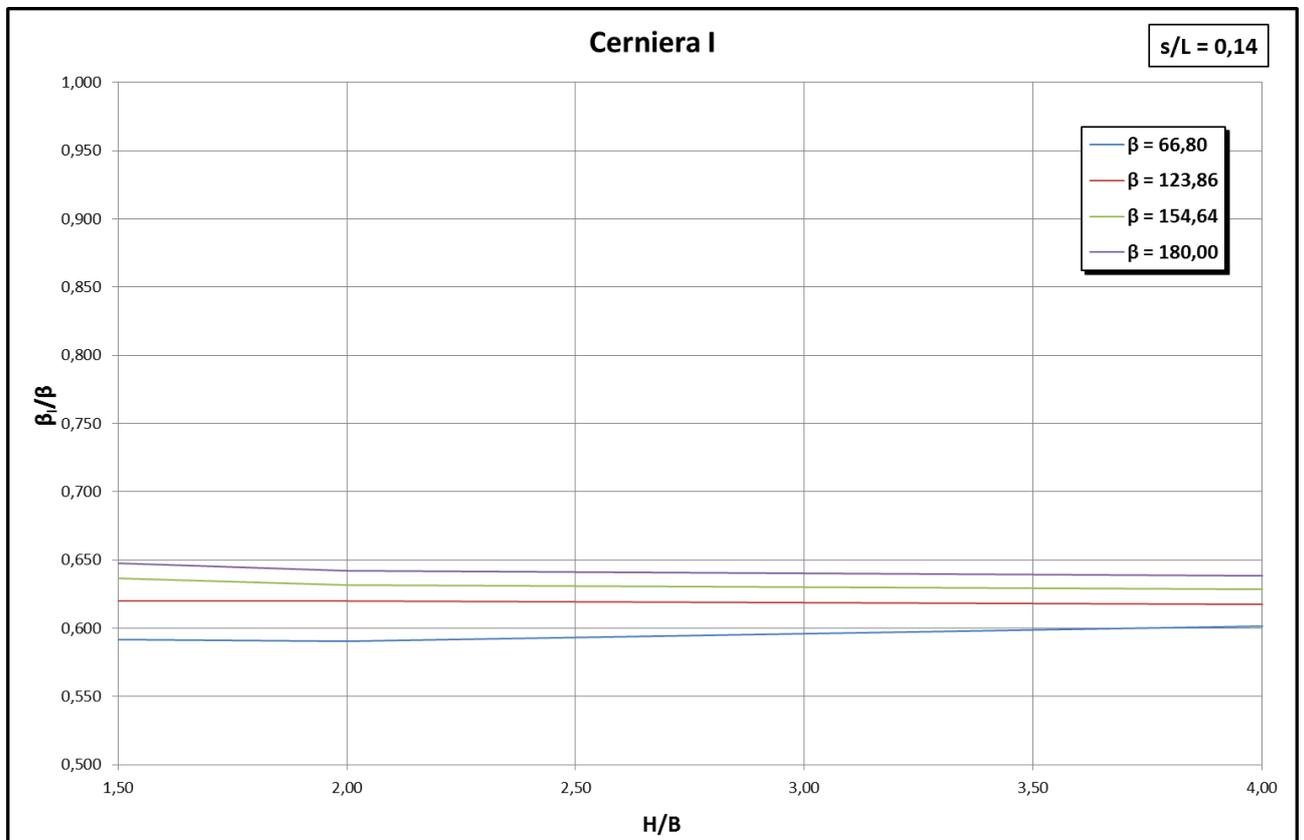


Figura 4.59: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,14$

4.1.2. PONTI A CINQUE CAMPATE:

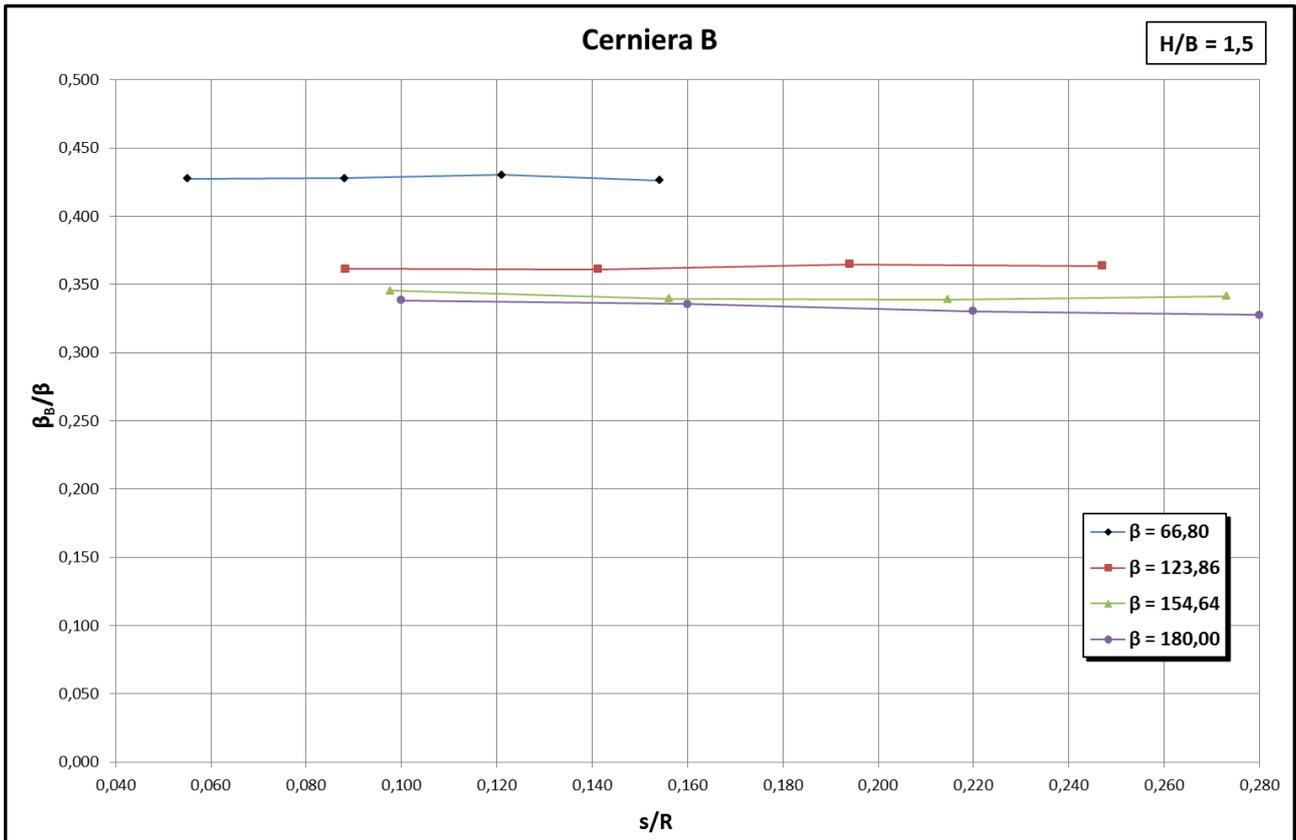


Figura 4.60: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=1,5$

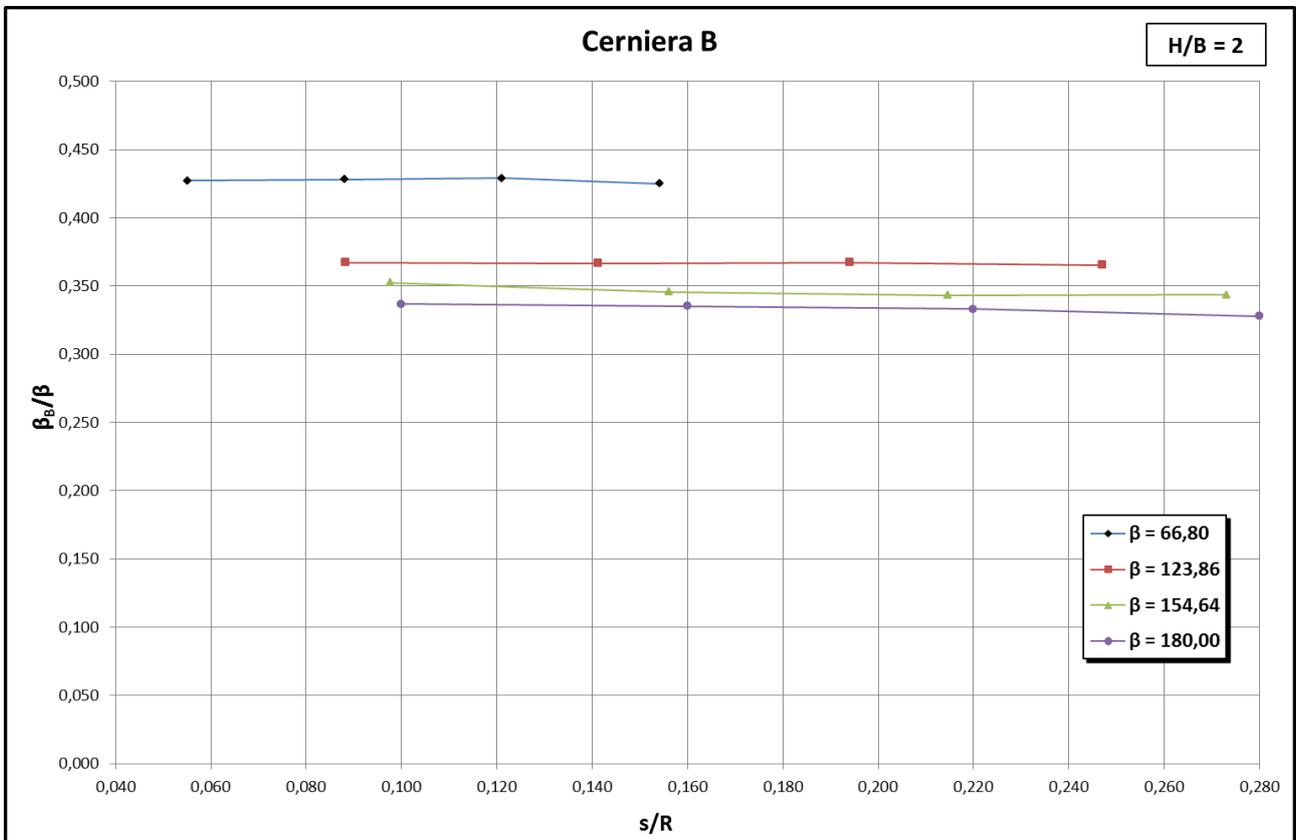


Figura 4.61: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=2$

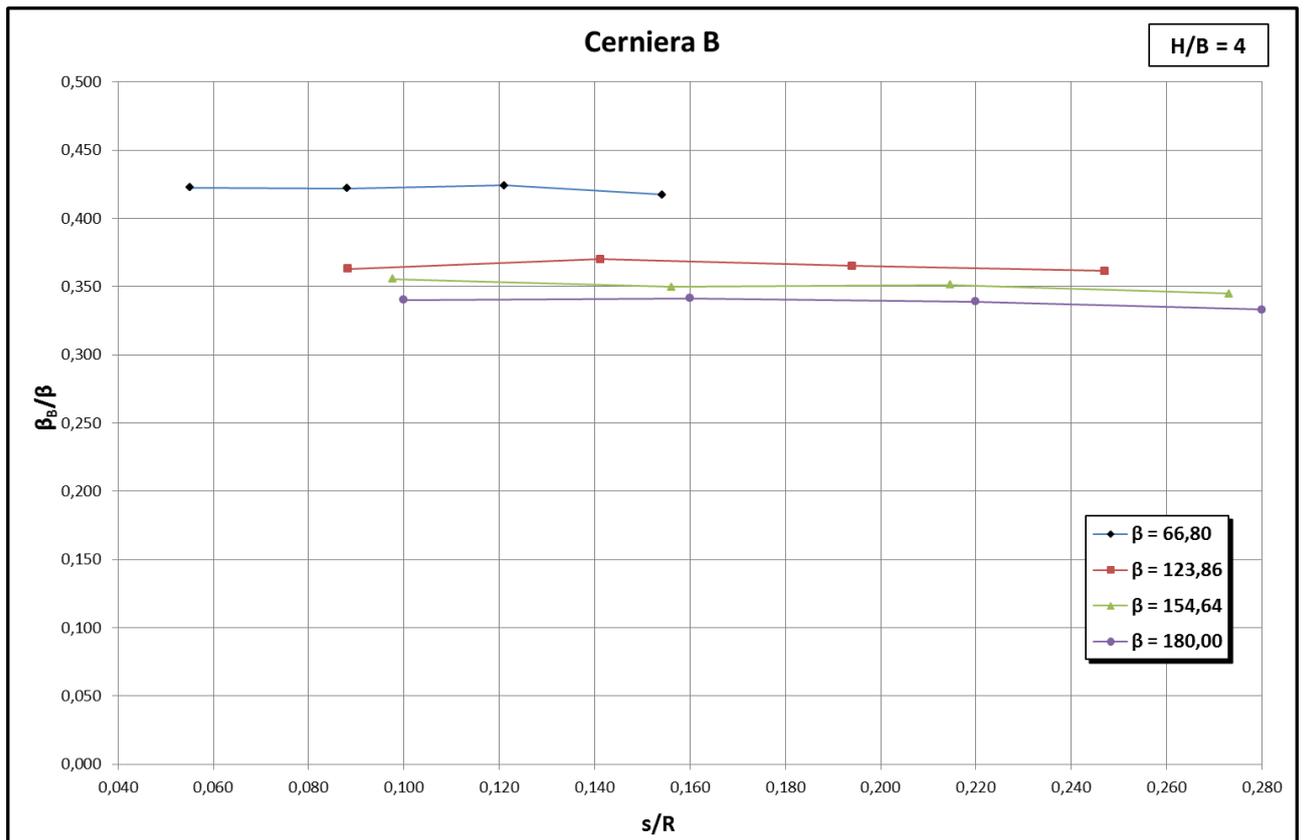


Figura 4.62: andamento della posizione della cerniera B al variare di s/R , con $H/B=4$

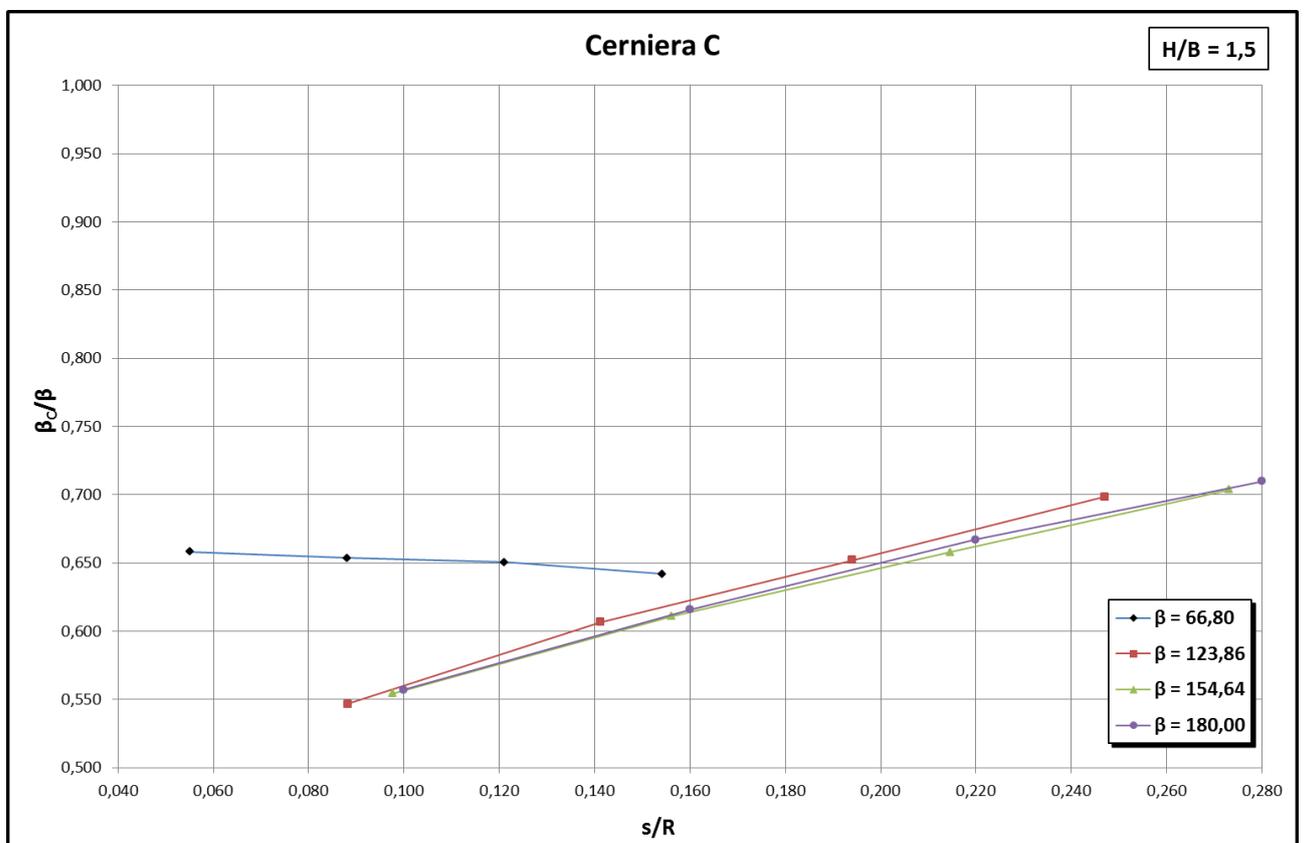


Figura 4.63: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=1,5$

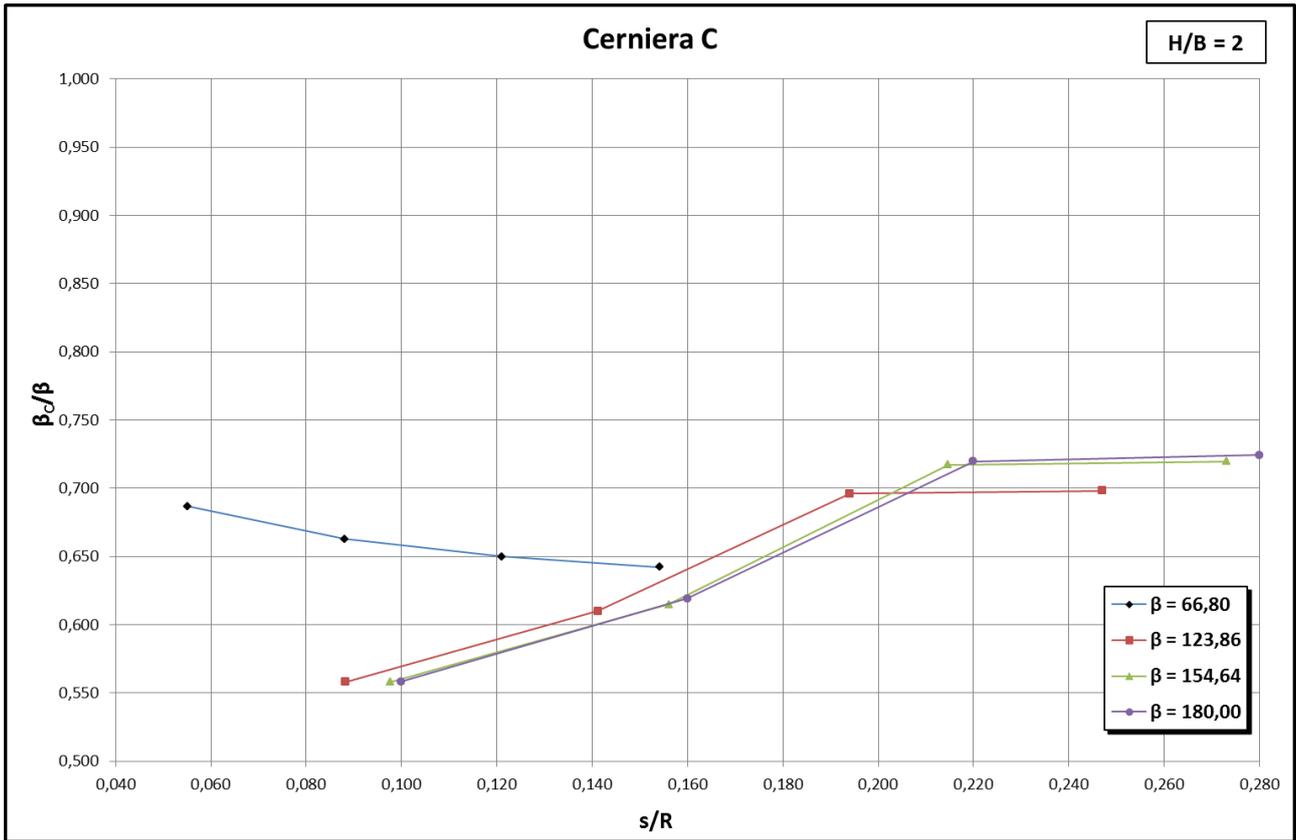


Figura 4.64: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=2$

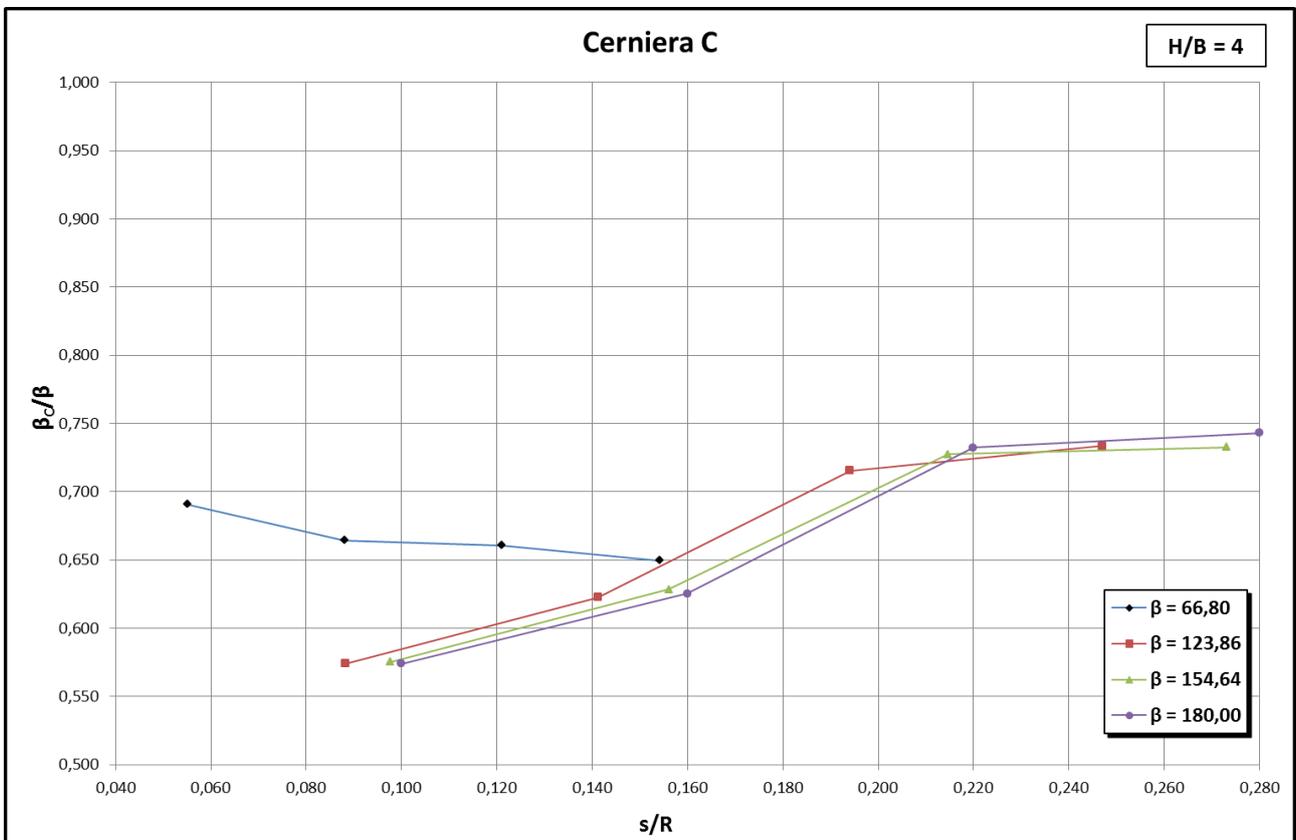


Figura 4.65: andamento della posizione della cerniera C al variare di s/R , con $H/B=4$

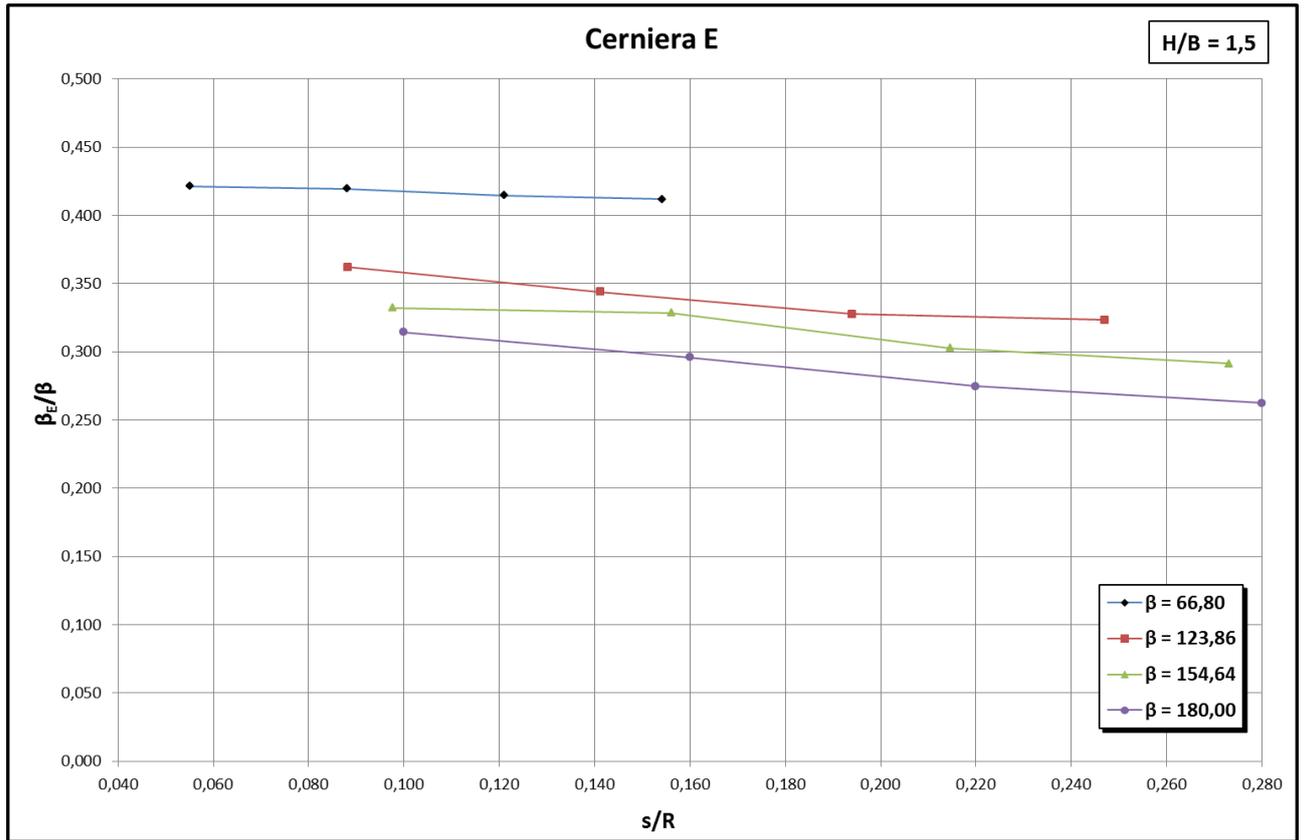


Figura 4.66: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=1,5$

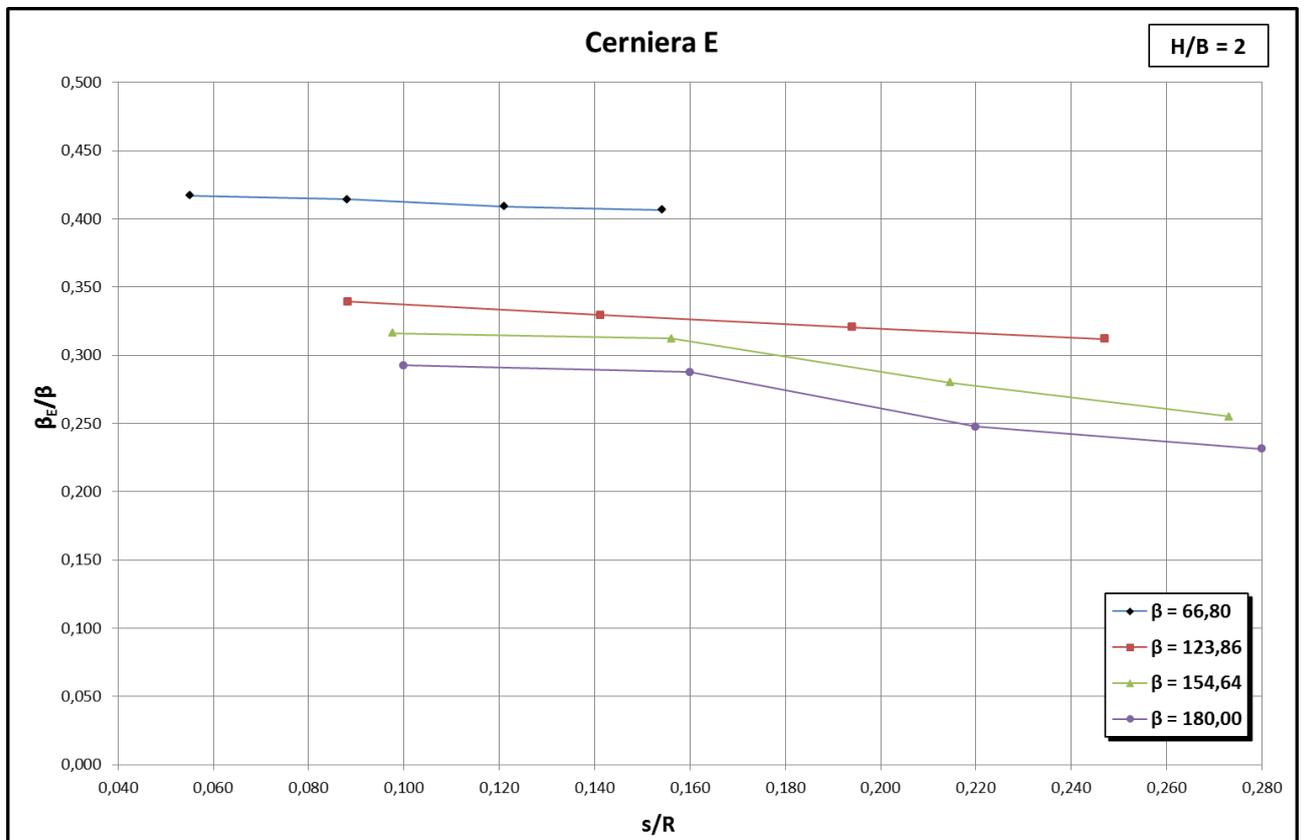


Figura 4.67: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=2$

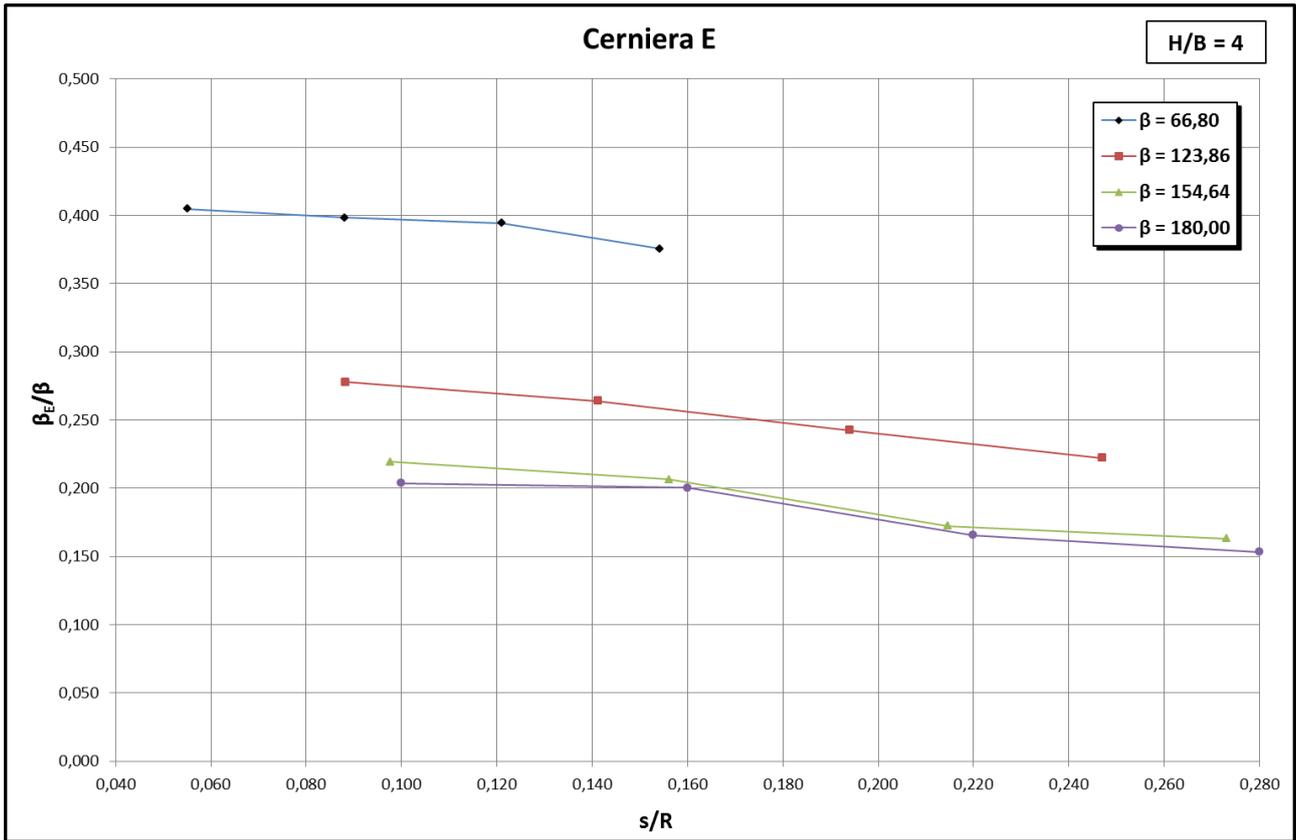


Figura 4.68: andamento della posizione della cerniera E al variare di s/R , con $H/B=4$

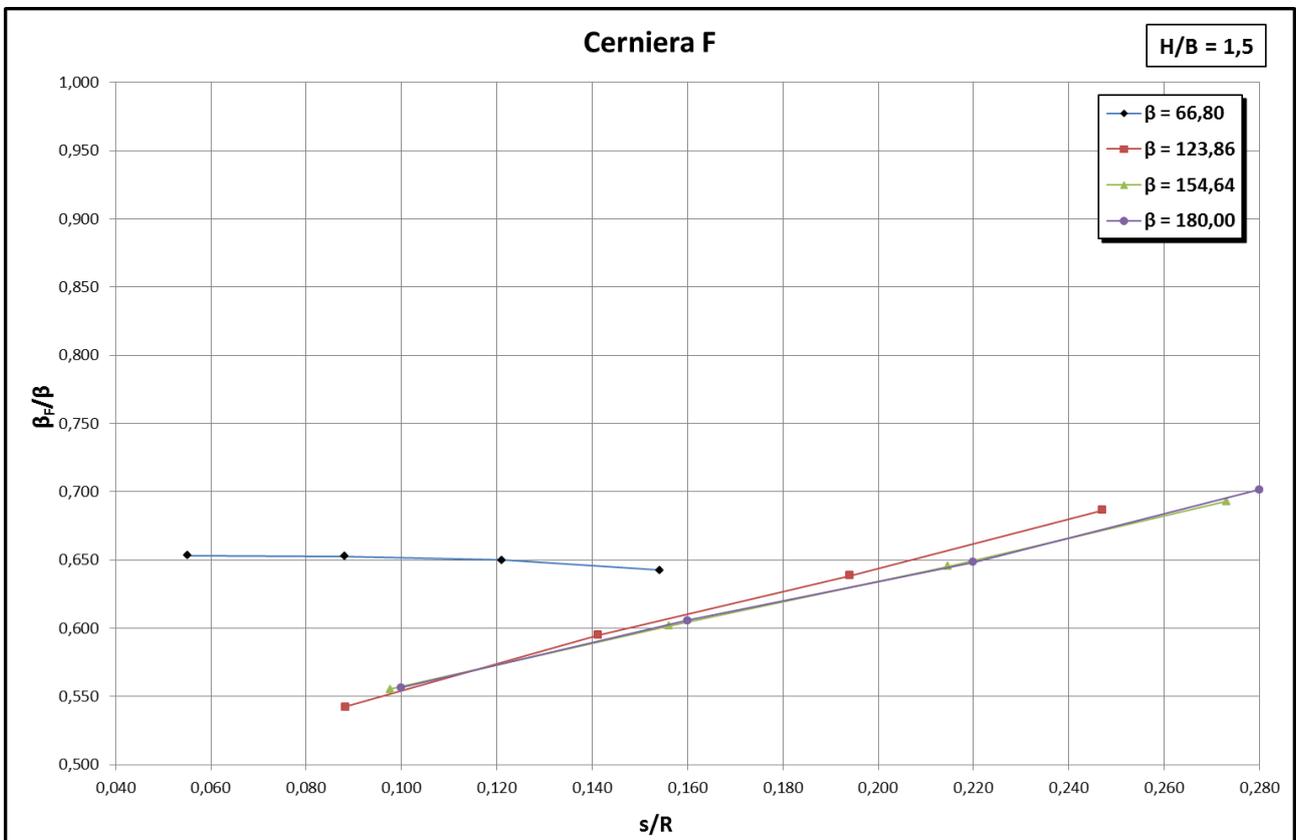


Figura 4.69: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=1,5$

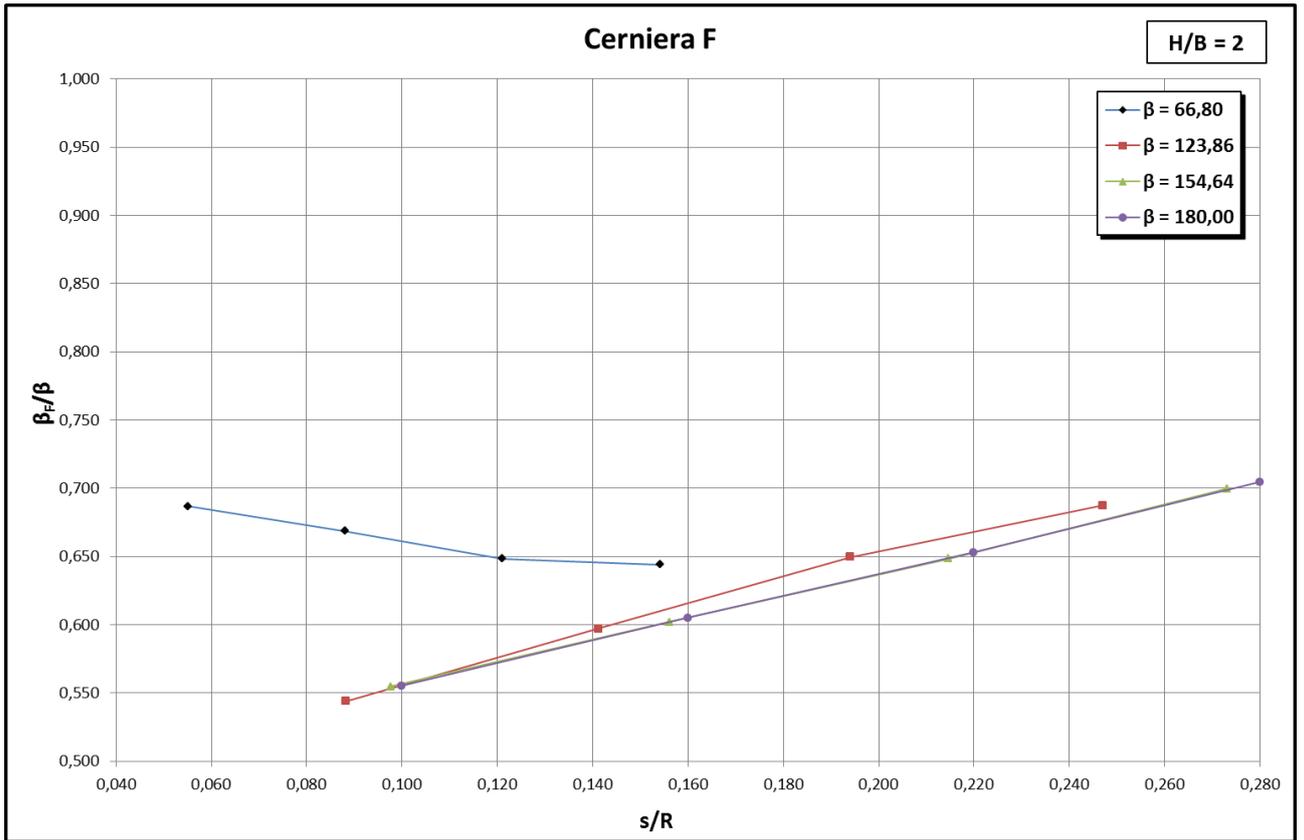


Figura 4.70: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=2$

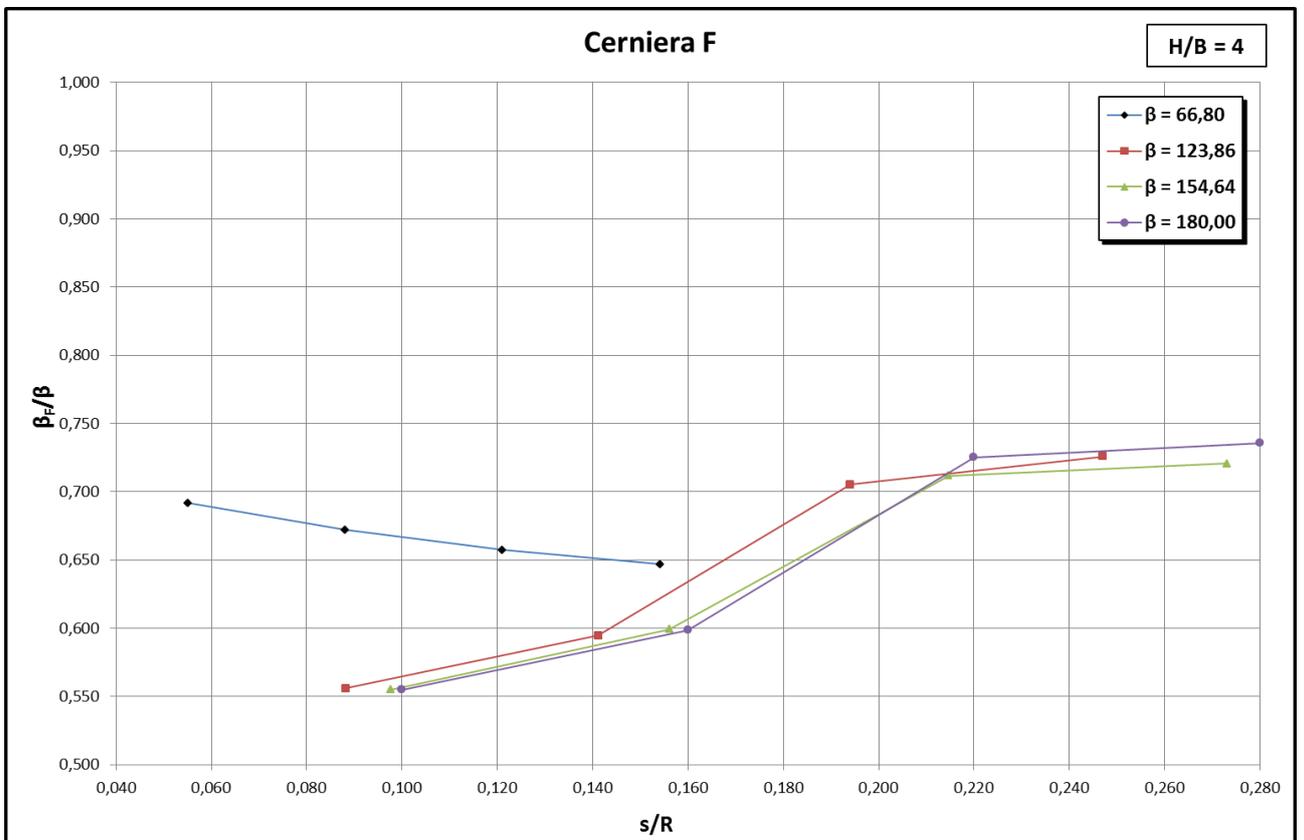


Figura 4.71: andamento della posizione della cerniera F al variare di s/R , con $H/B=4$

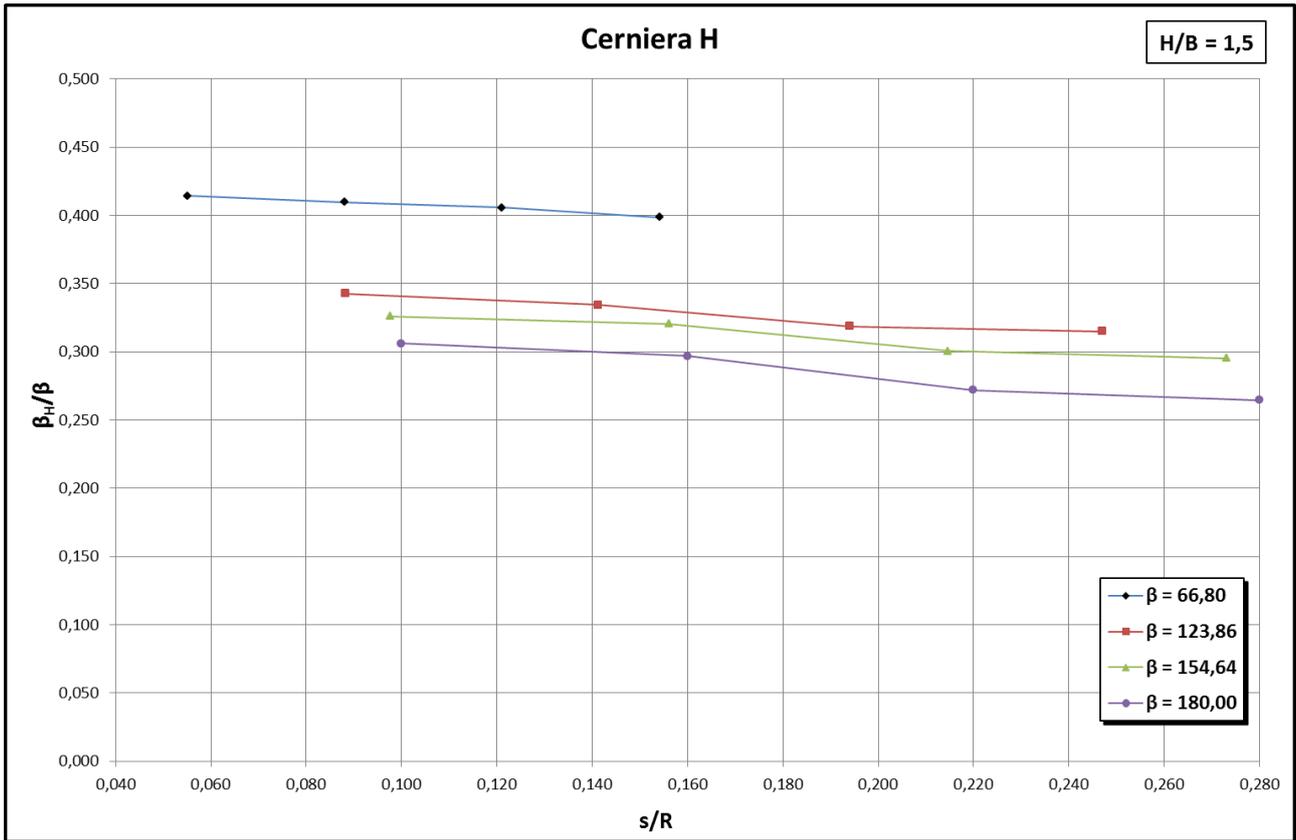


Figura 4.72: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=1,5$

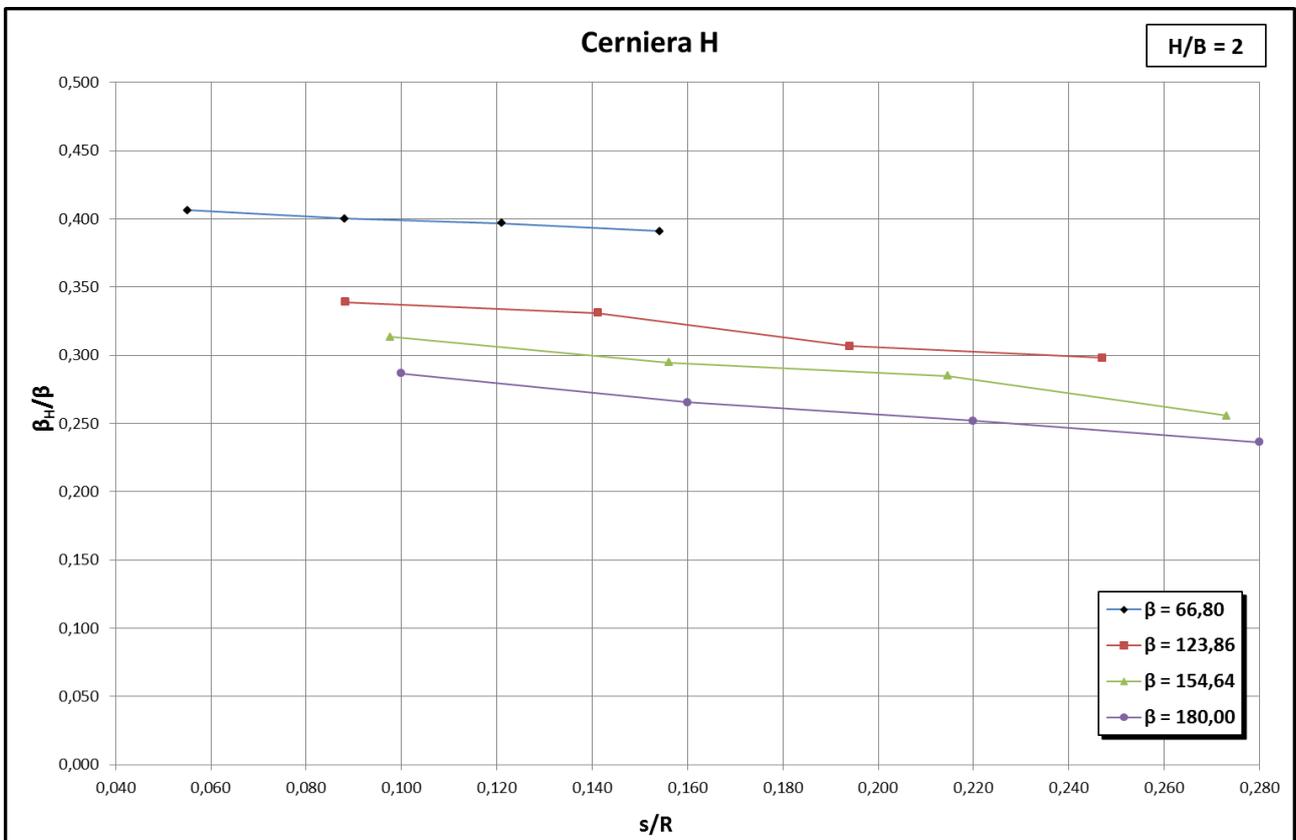


Figura 4.73: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=2$

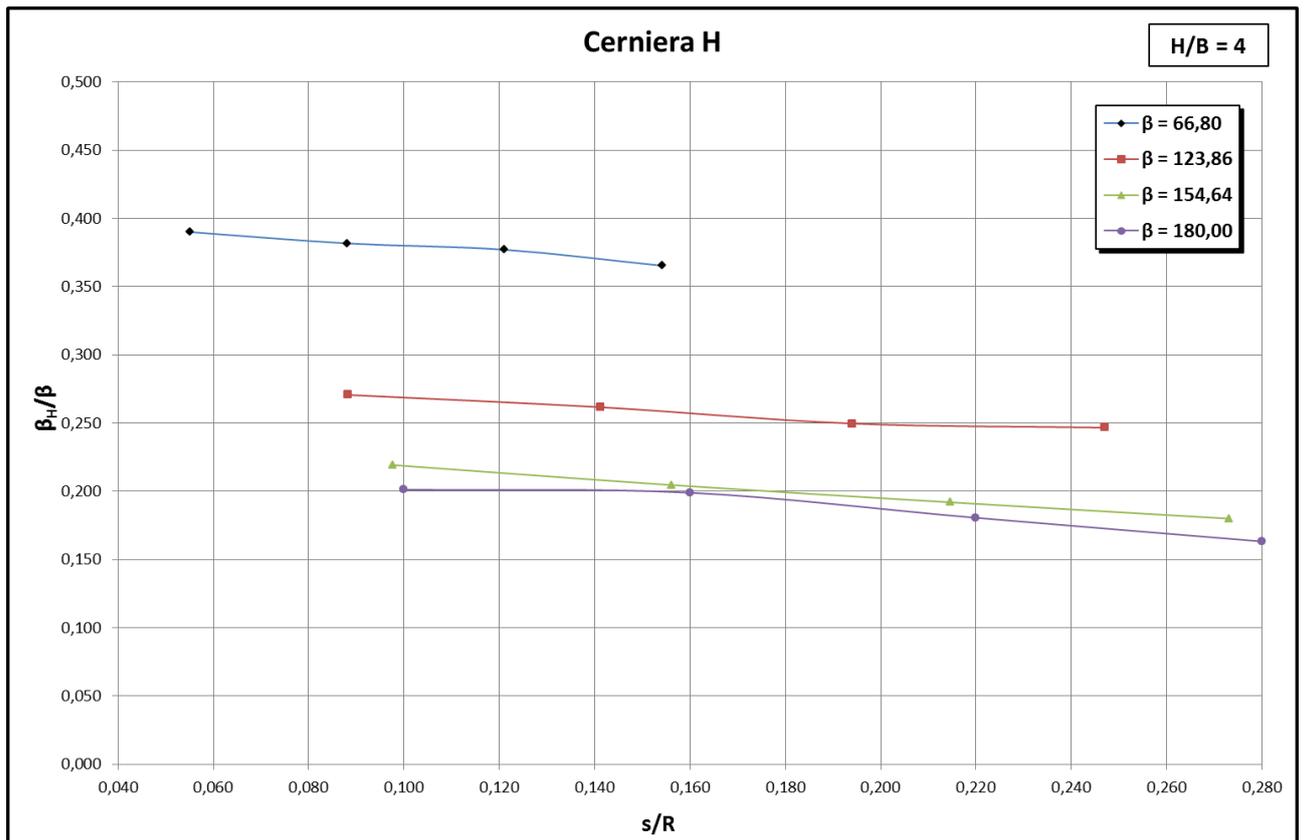


Figura 4.74: andamento della posizione della cerniera H al variare di s/R , con $H/B=4$

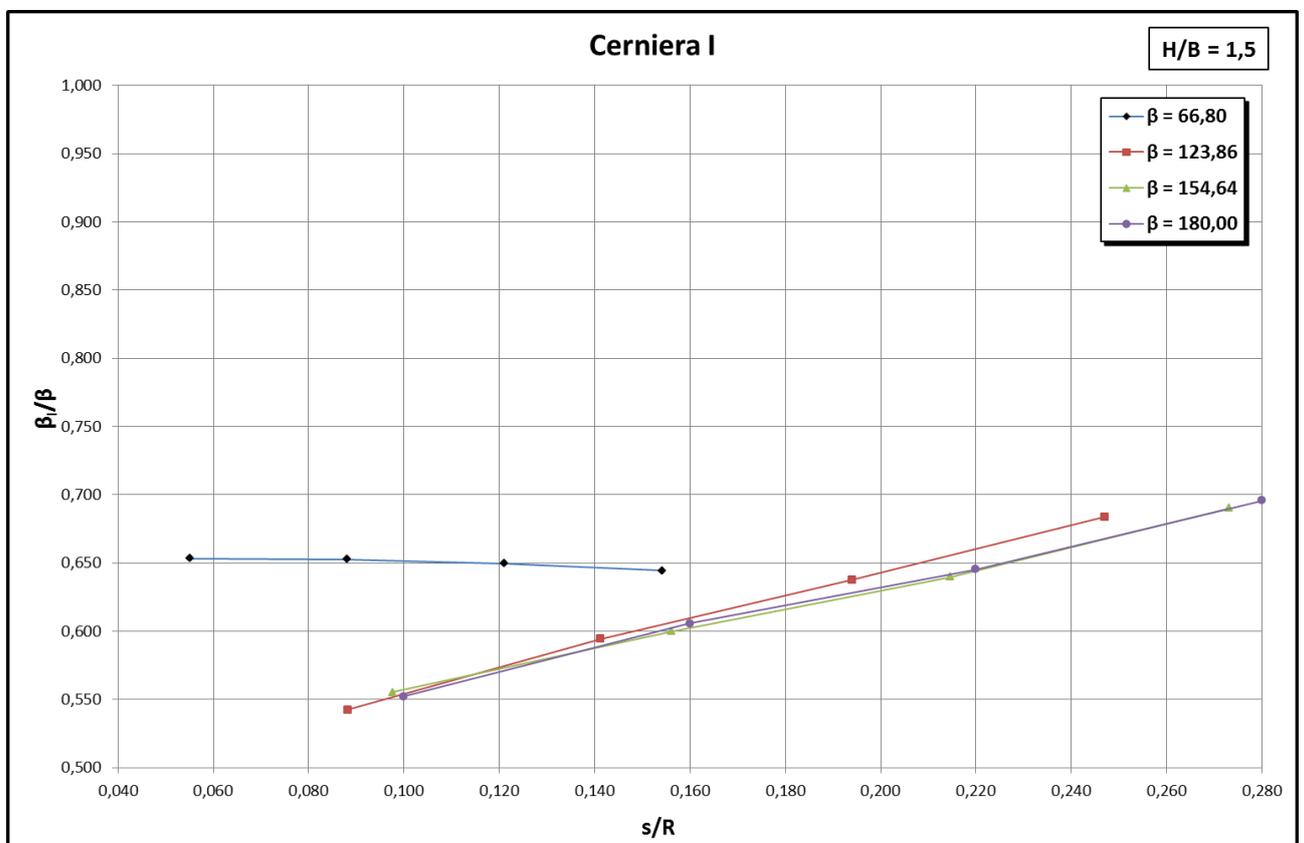


Figura 4.75: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=1,5$

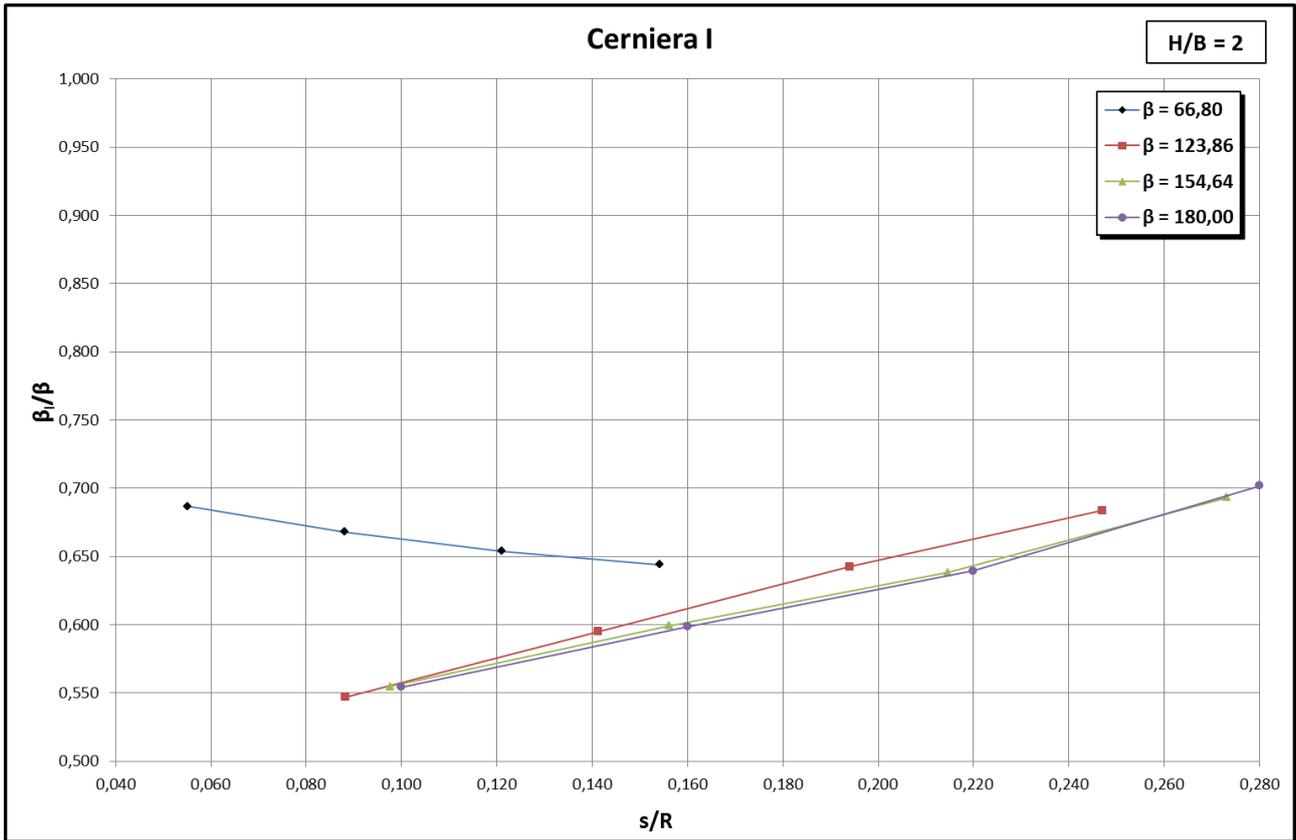


Figura 4.76: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=2$

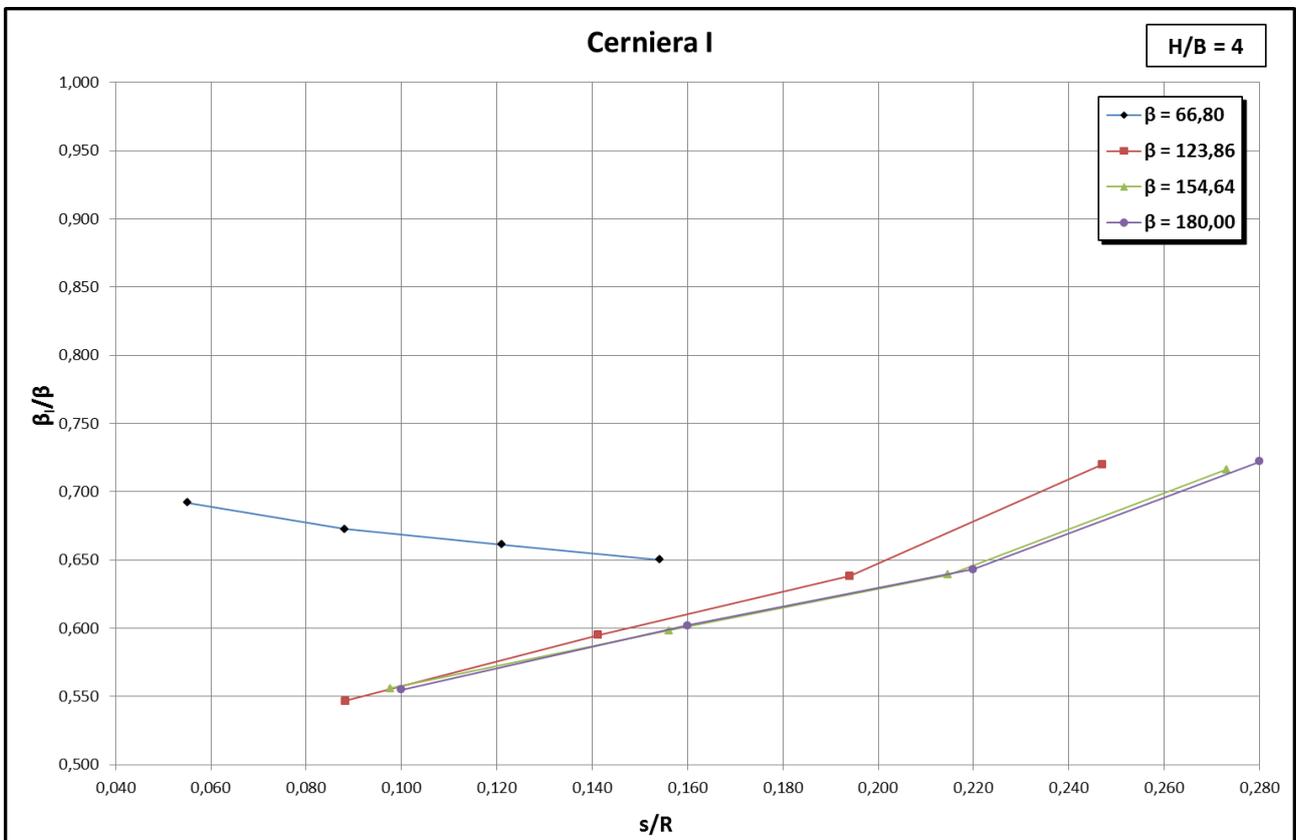


Figura 4.77: andamento della posizione della cerniera I al variare di s/R , con $H/B=4$

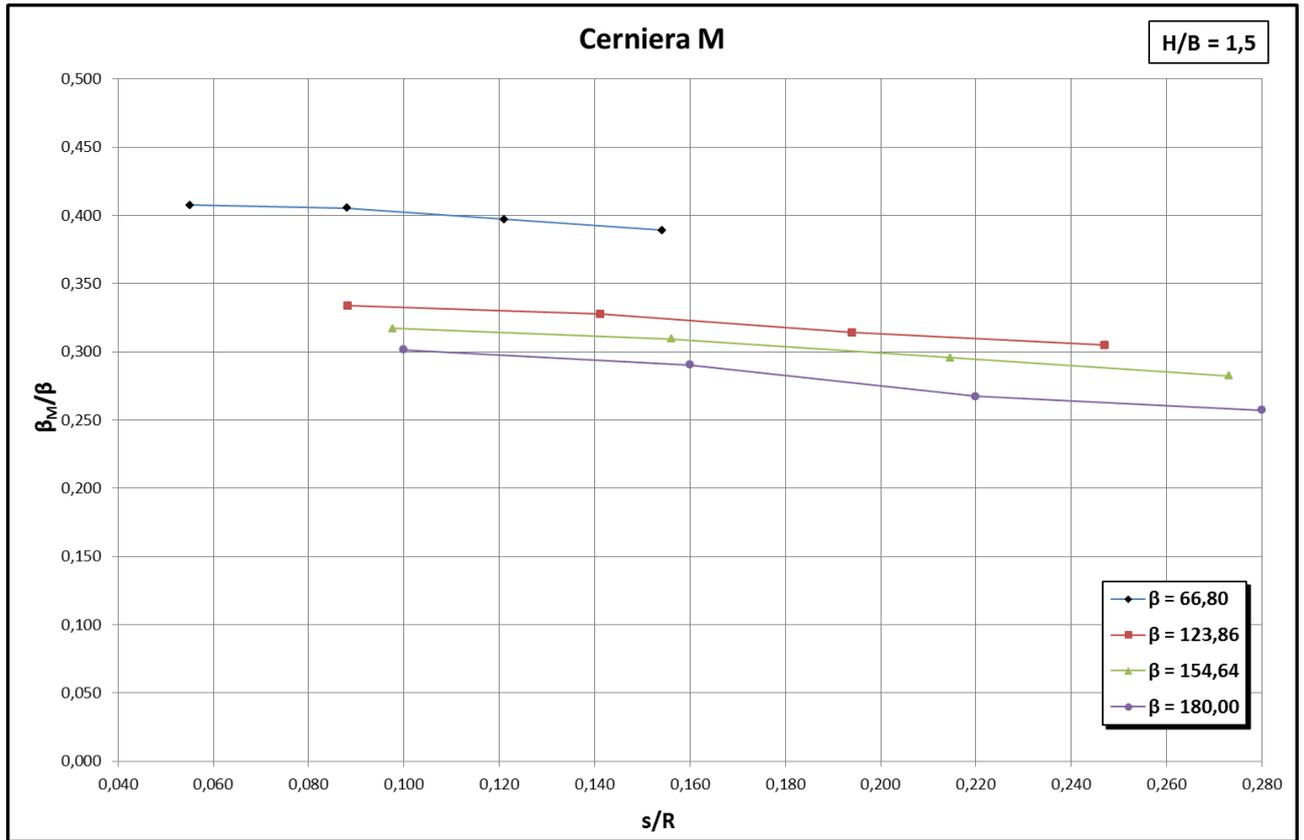


Figura 4.78: andamento della posizione della cerniera M al variare di s/R , con $H/B=1,5$

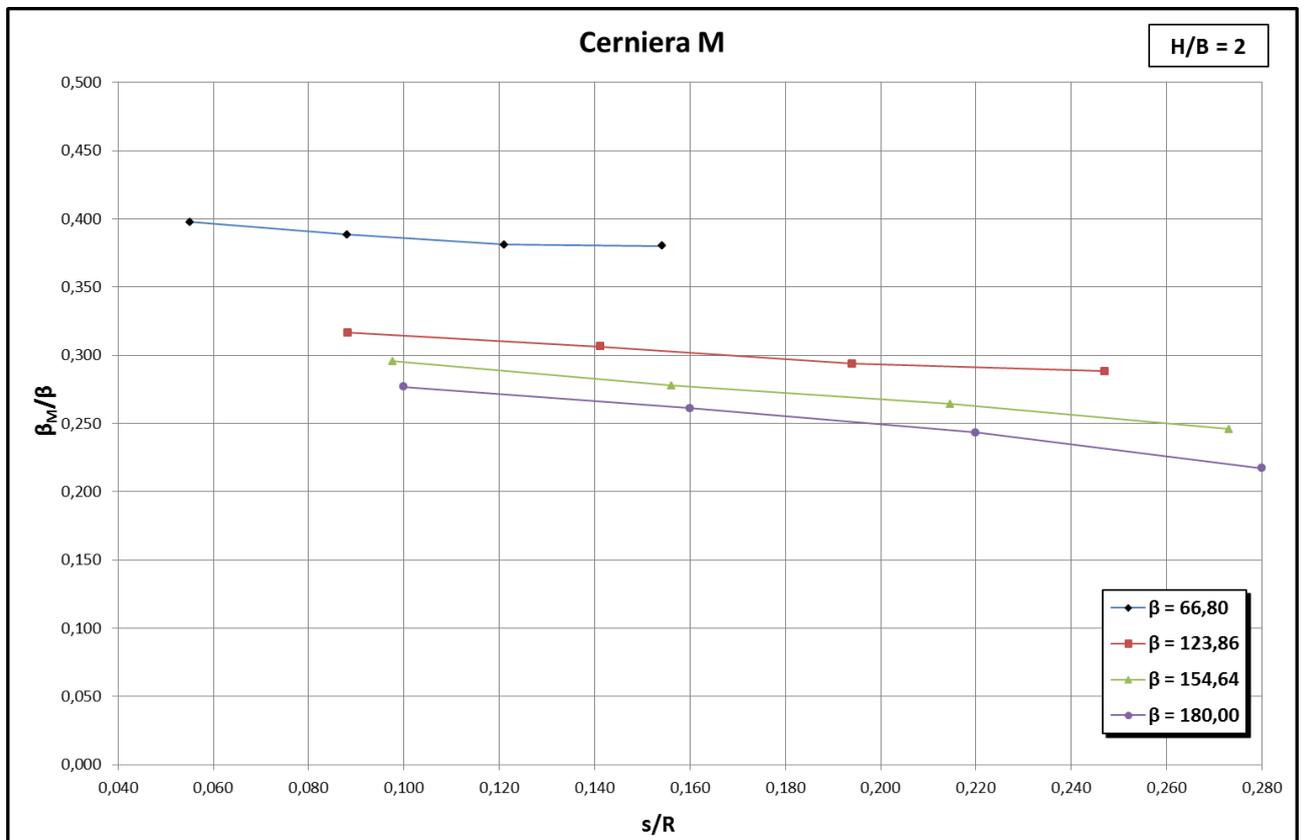


Figura 4.79: andamento della posizione della cerniera M al variare di s/R , con $H/B=2$

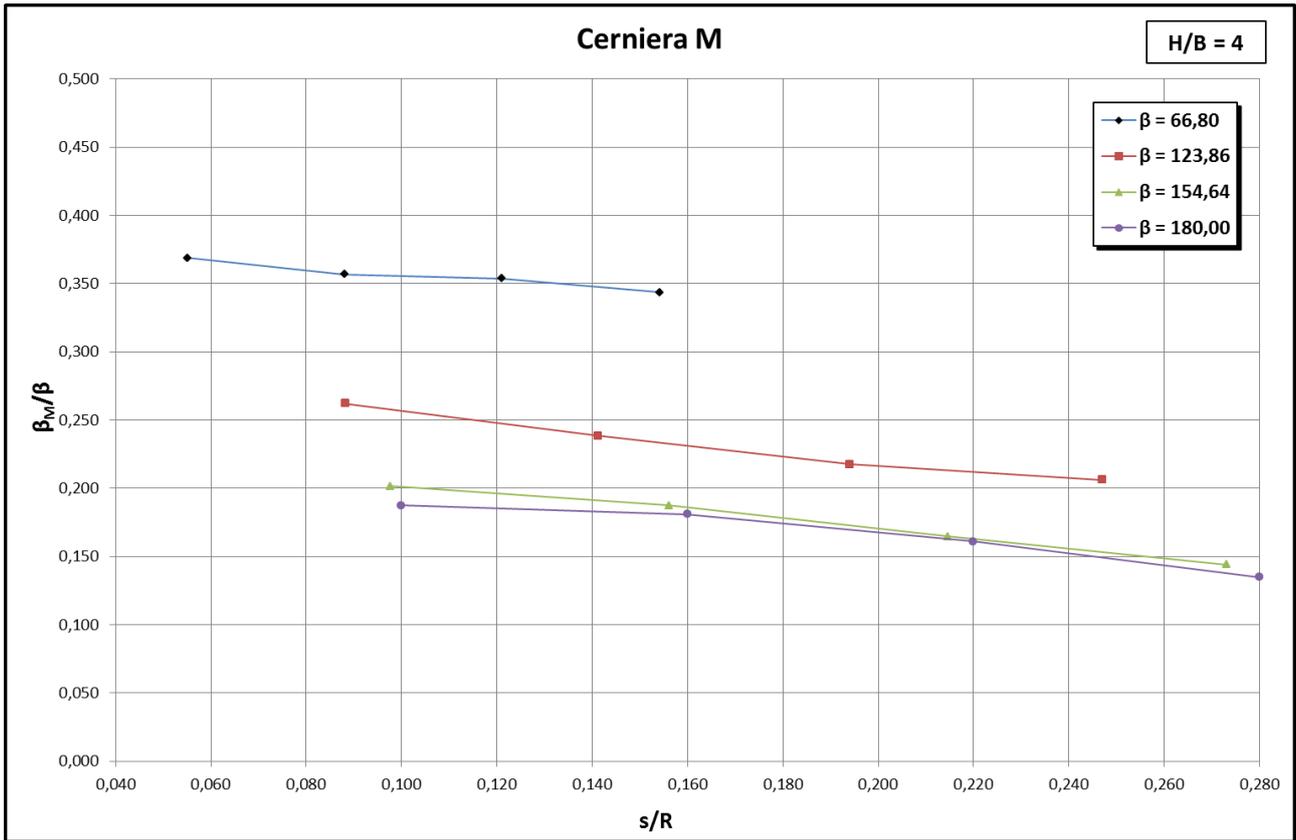


Figura 4.80: andamento della posizione della cerniera M al variare di s/R , con $H/B=4$

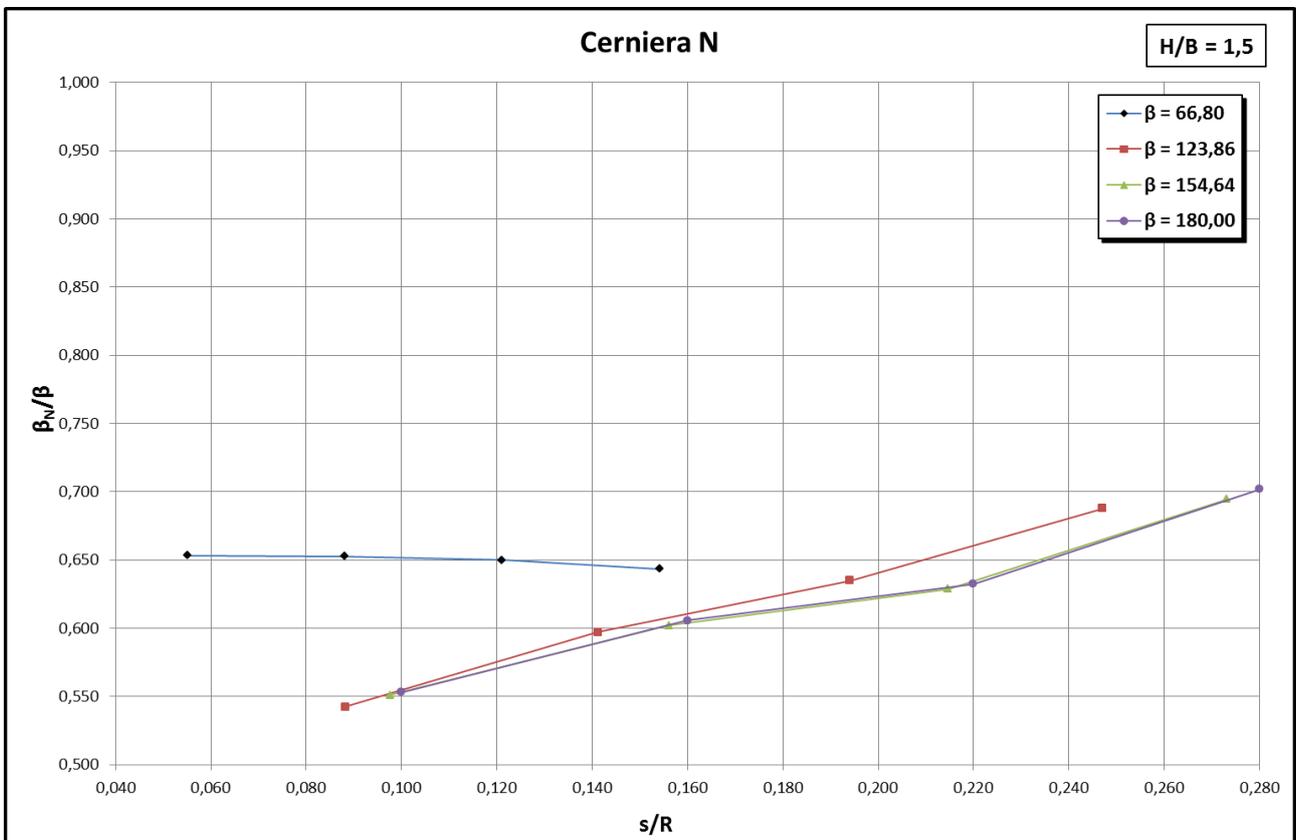


Figura 4.81: andamento della posizione della cerniera N al variare di s/R , con $H/B=1,5$

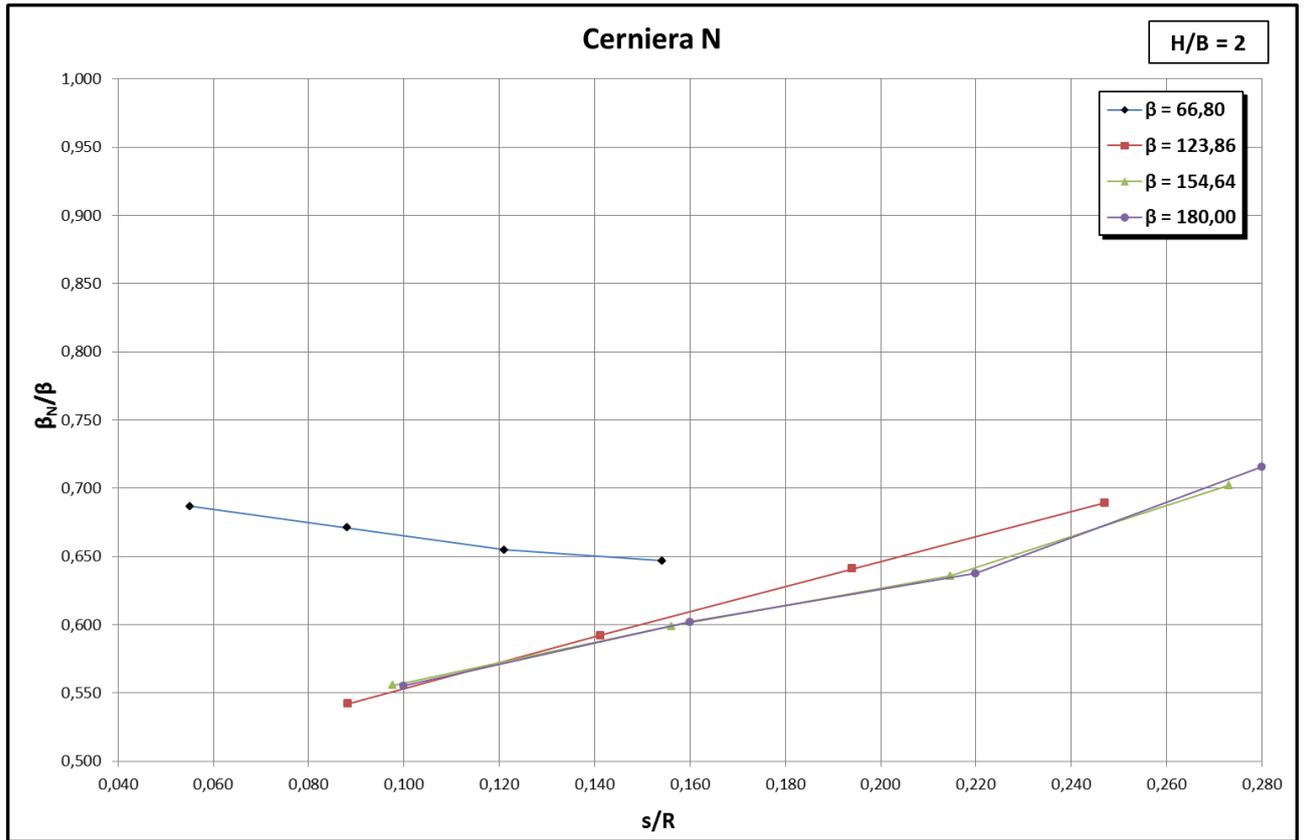


Figura 4.82: andamento della posizione della cerniera N al variare di s/R , con $H/B=2$

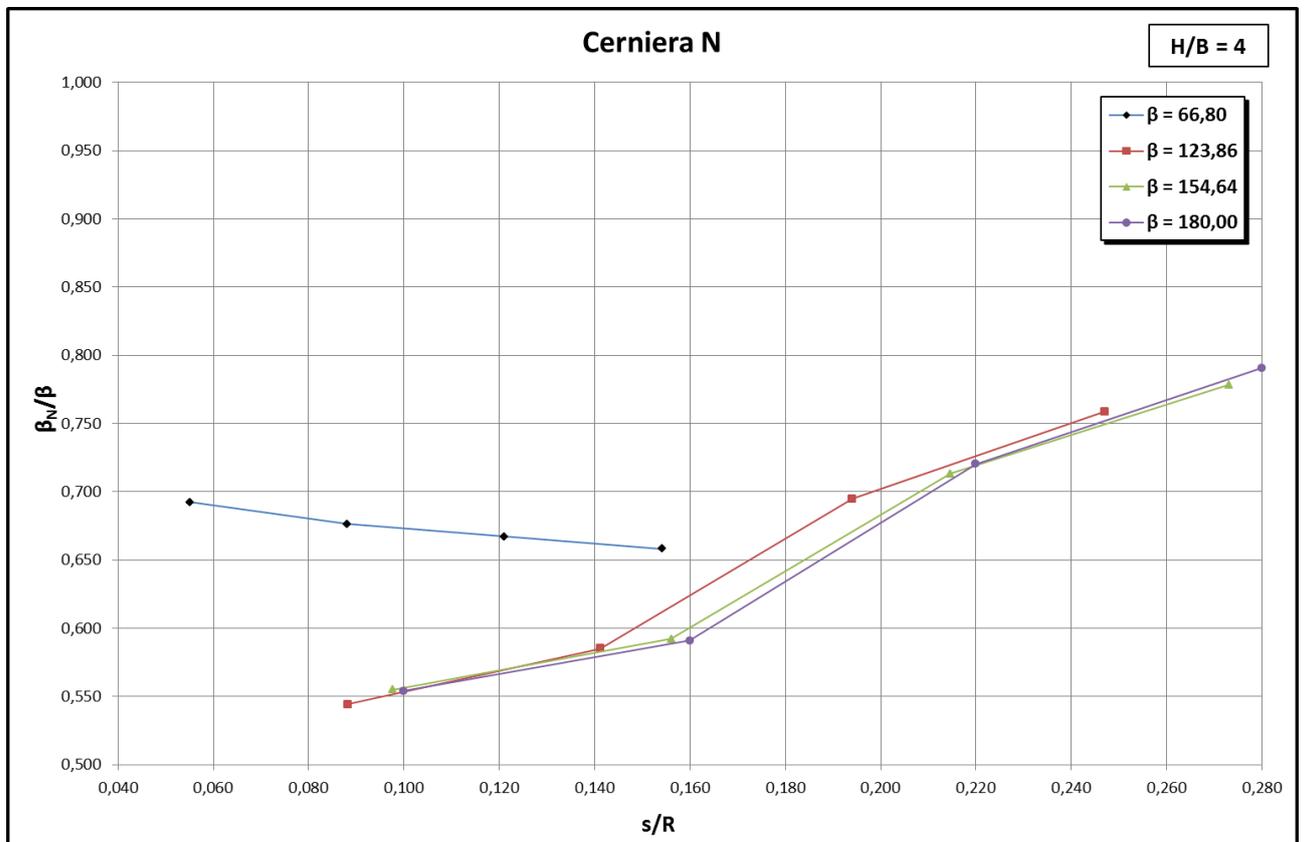


Figura 4.83: andamento della posizione della cerniera N al variare di s/R , con $H/B=4$

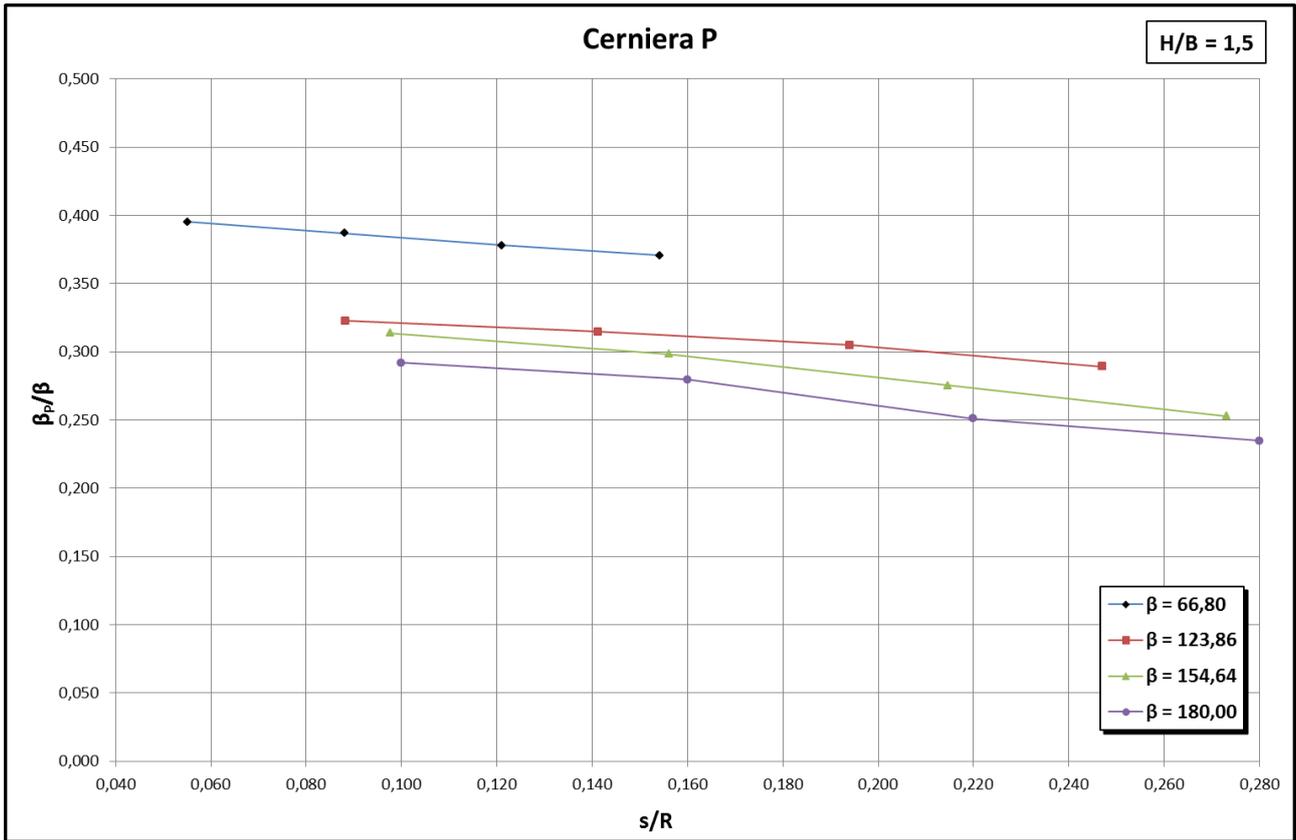


Figura 4.84: andamento della posizione della cerniera P al variare di s/R , con $H/B=1,5$

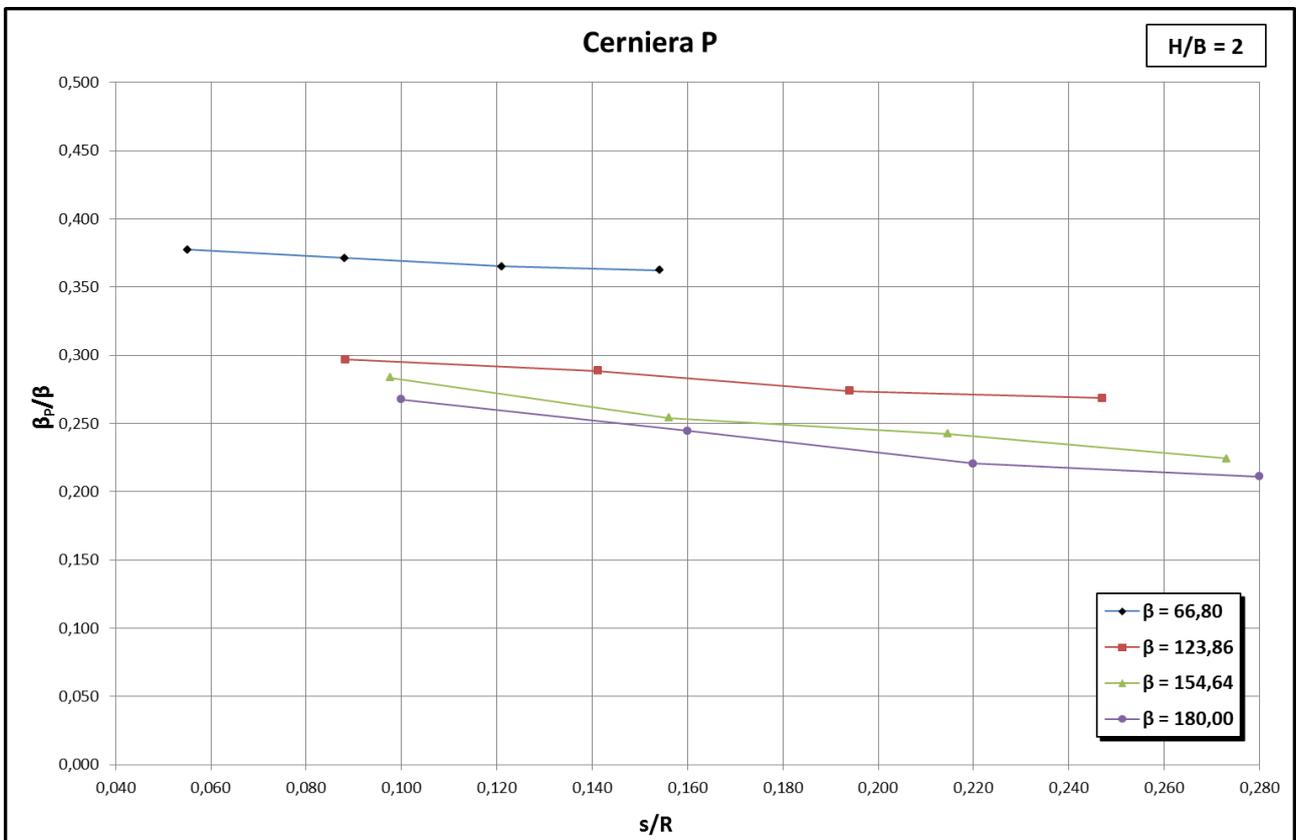


Figura 4.85: andamento della posizione della cerniera P al variare di s/R , con $H/B=2$

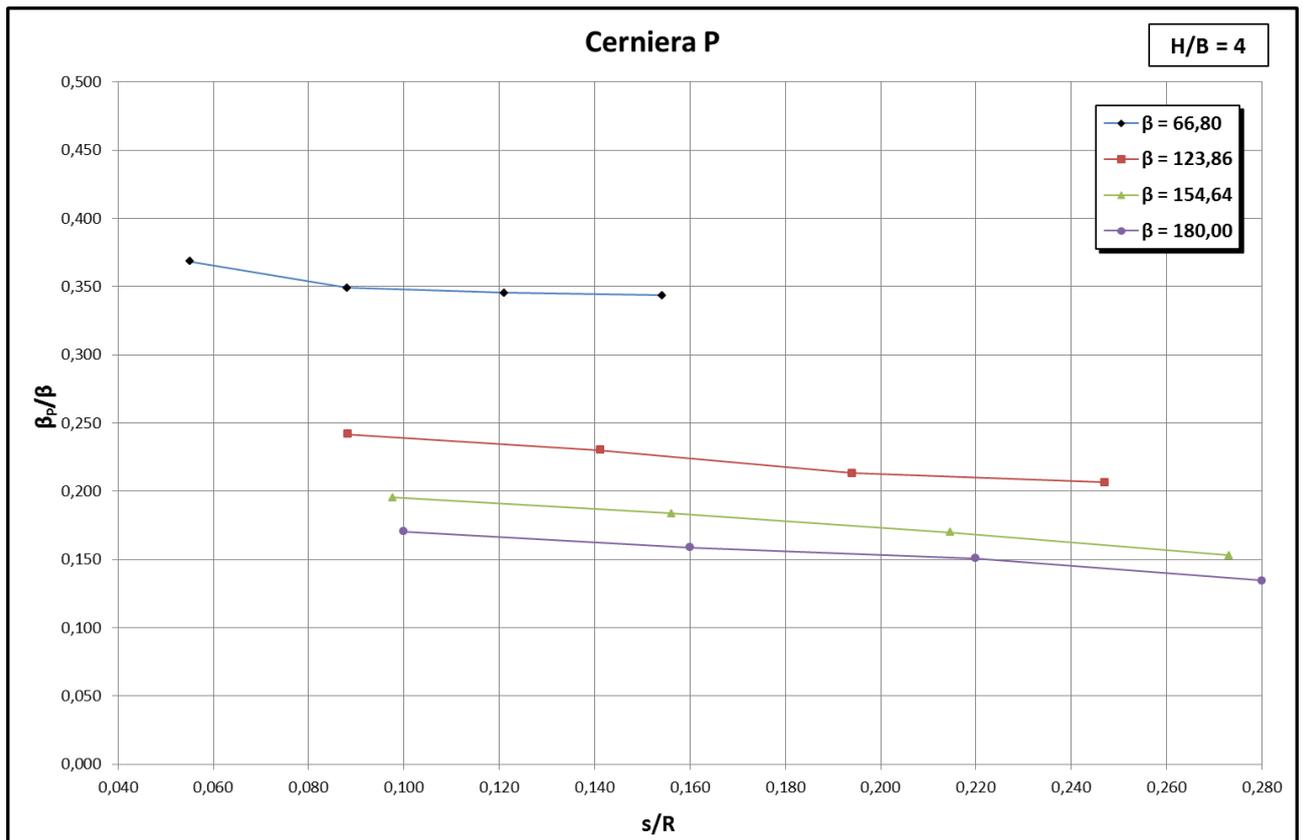


Figura 4.86: andamento della posizione della cerniera P al variare di s/R , con $H/B=4$

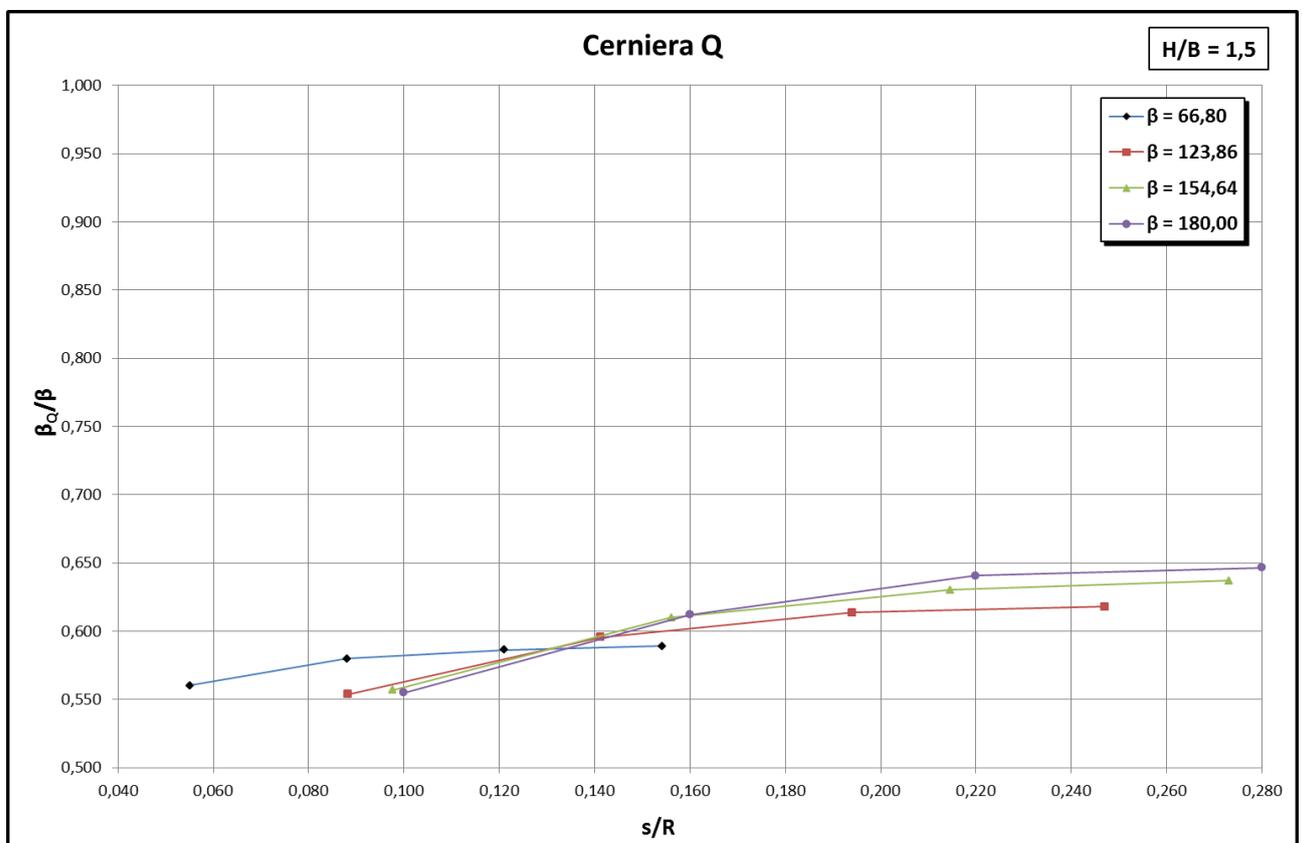


Figura 4.87: andamento della posizione della cerniera Q al variare di s/R , con $H/B=1,5$

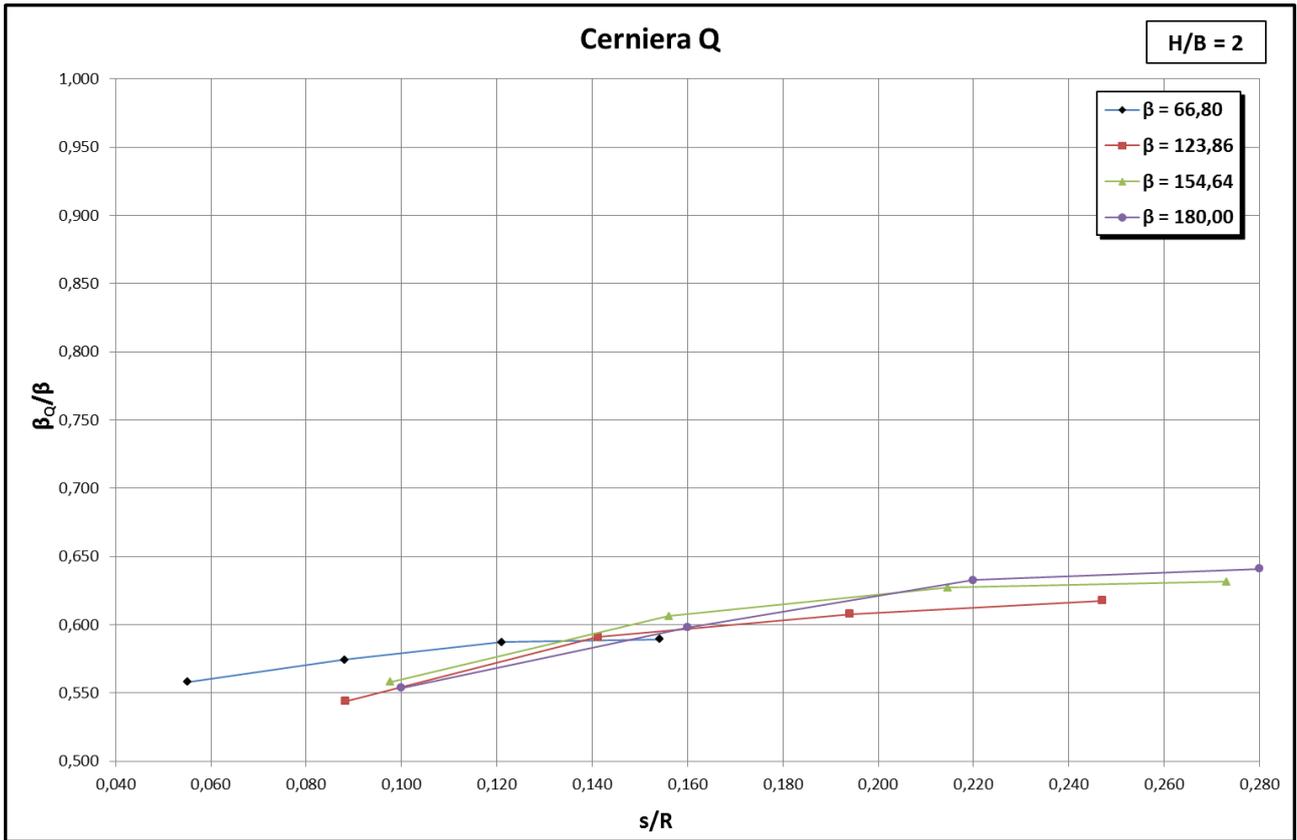


Figura 4.88: andamento della posizione della cerniera Q al variare di s/R , con $H/B=2$

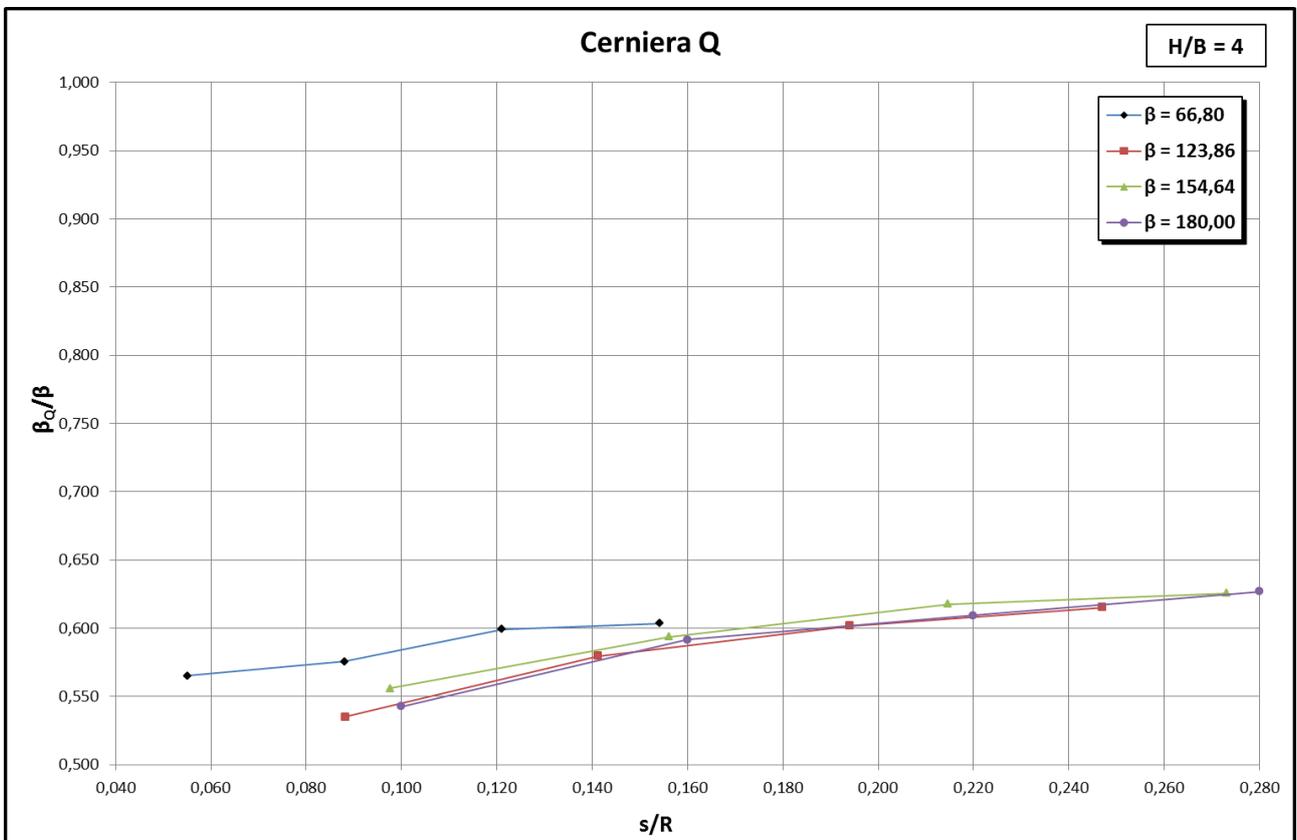


Figura 4.89: andamento della posizione della cerniera Q al variare di s/R , con $H/B=4$

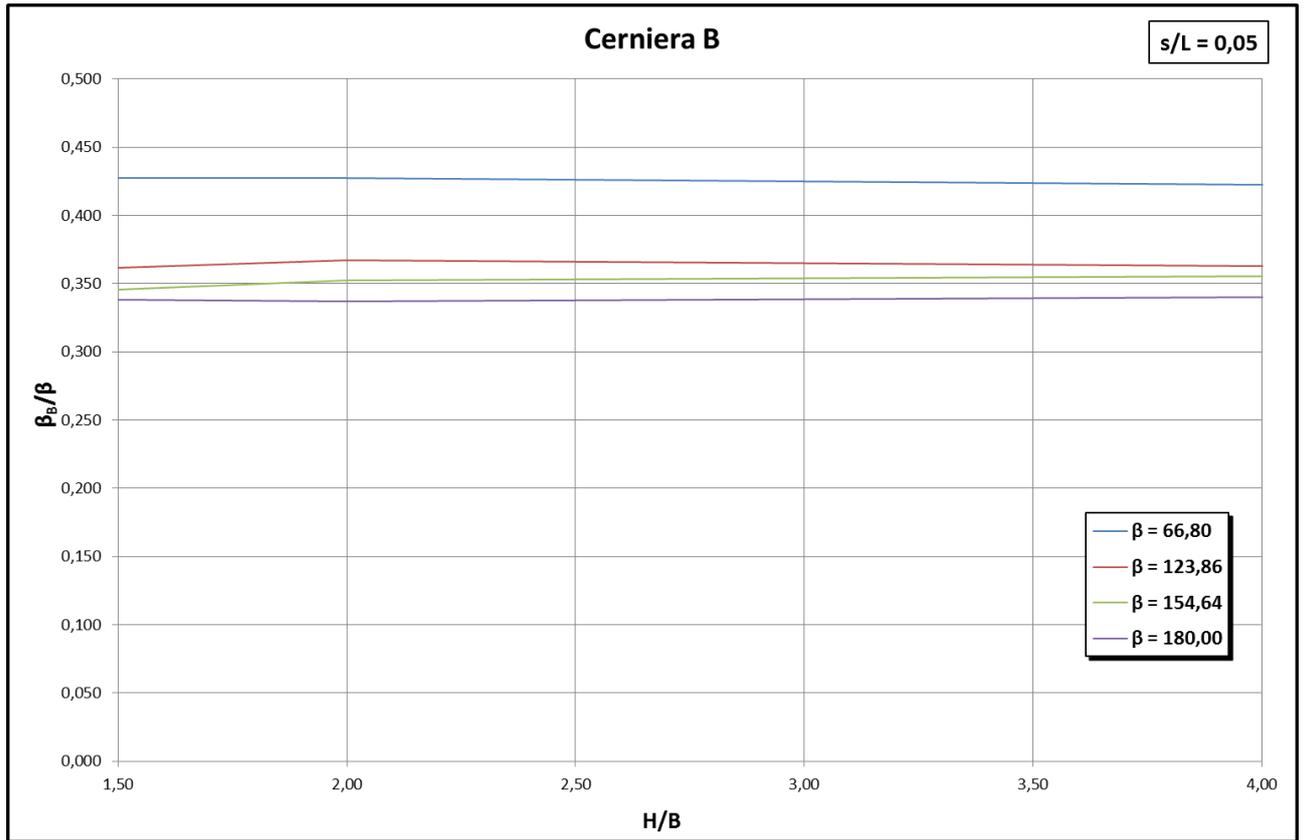


Figura 4.90: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,05$

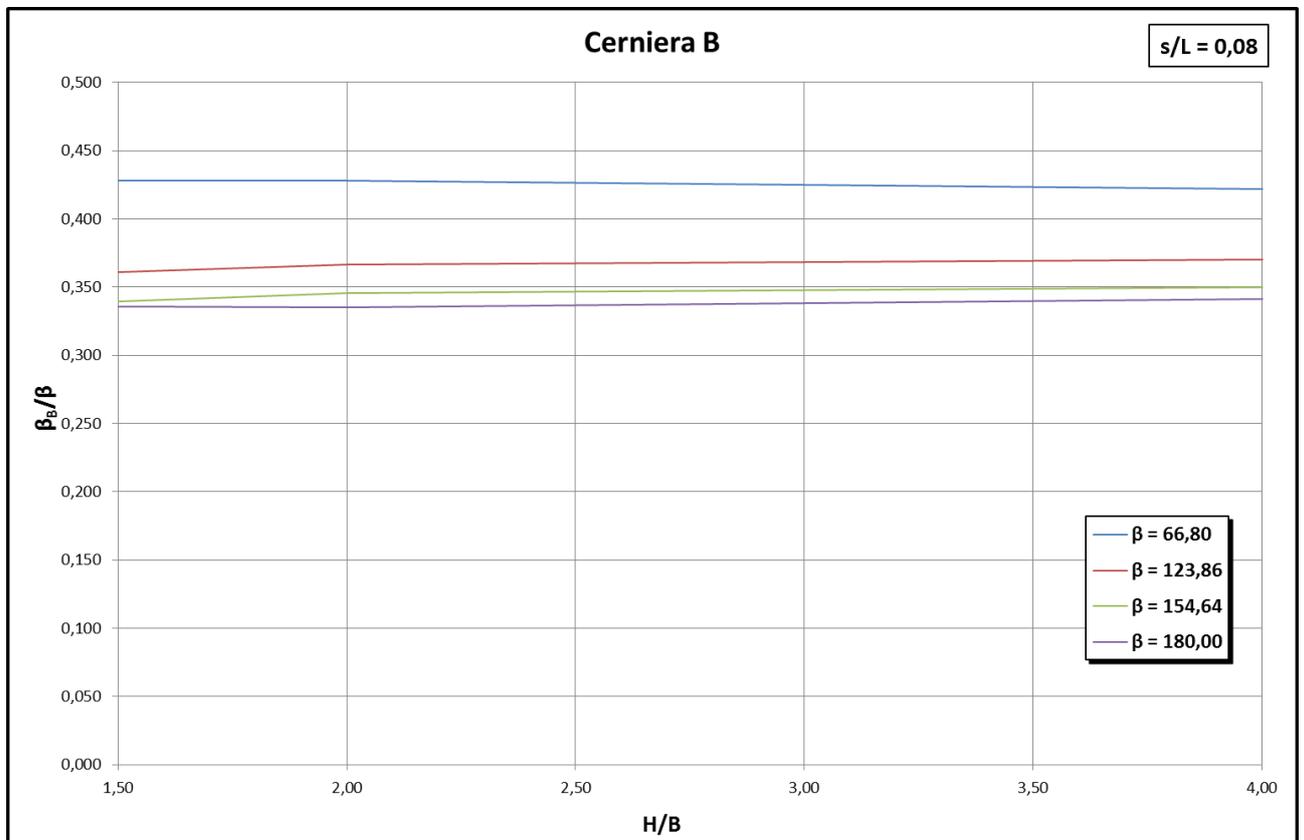


Figura 4.91: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,08$

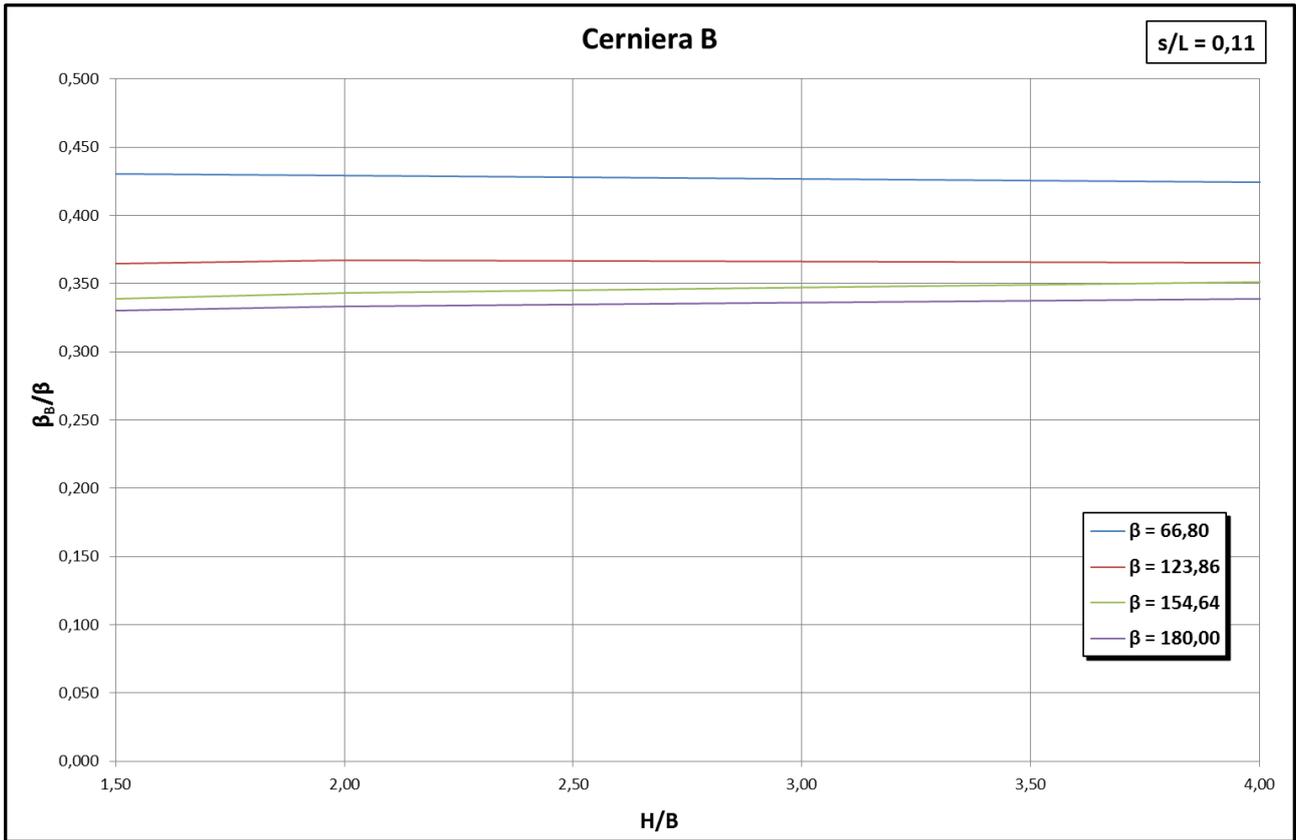


Figura 4.92: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,11$

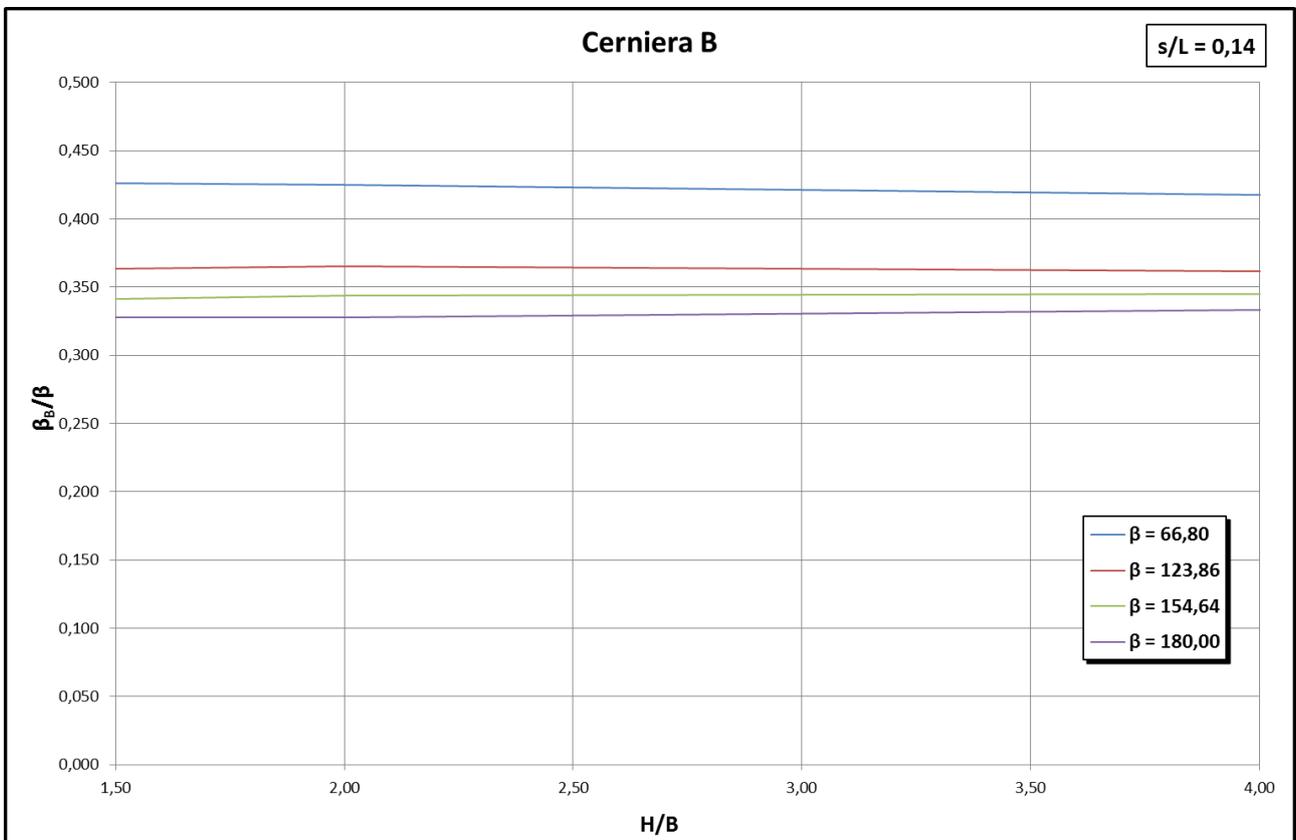


Figura 4.93: andamento della posizione della cerniera B al variare di H/B , con $s/L=0,14$

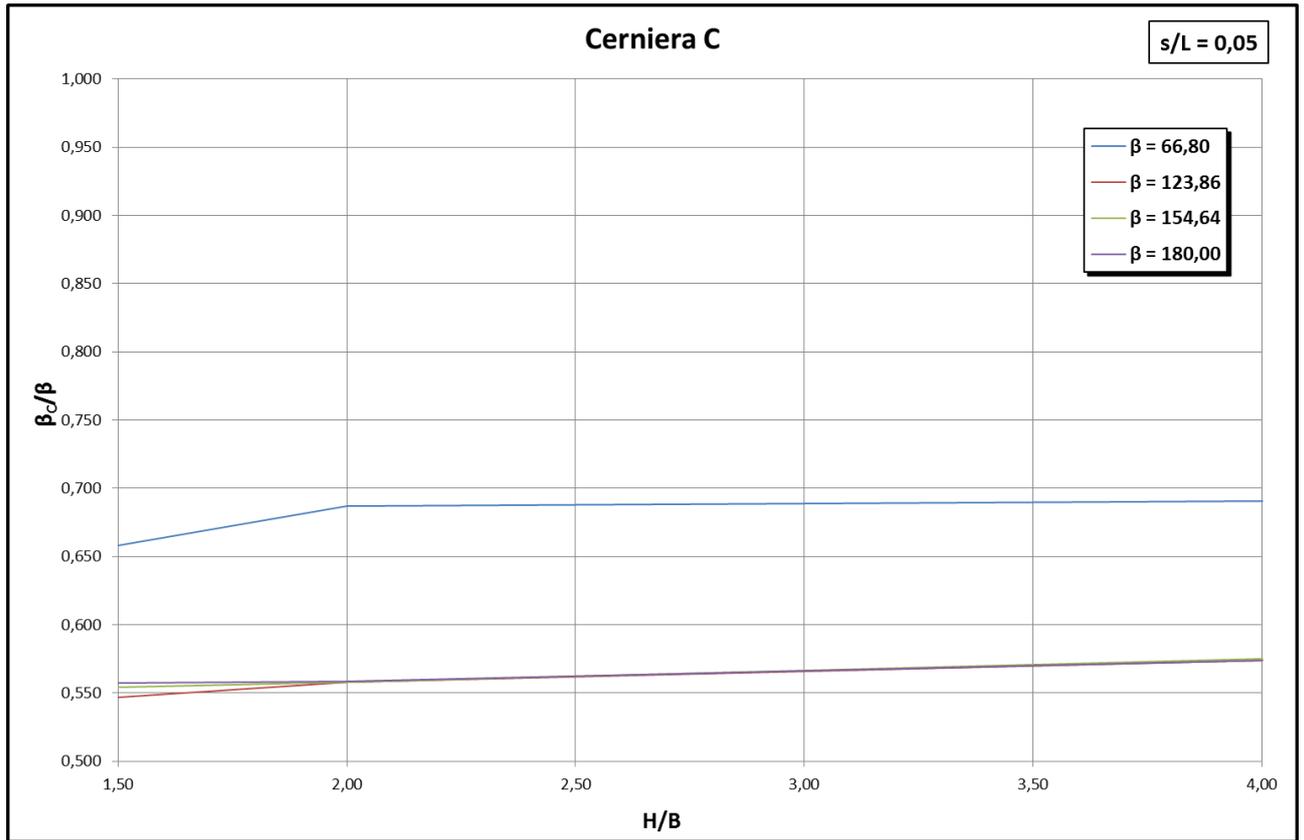


Figura 4.94: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,05$

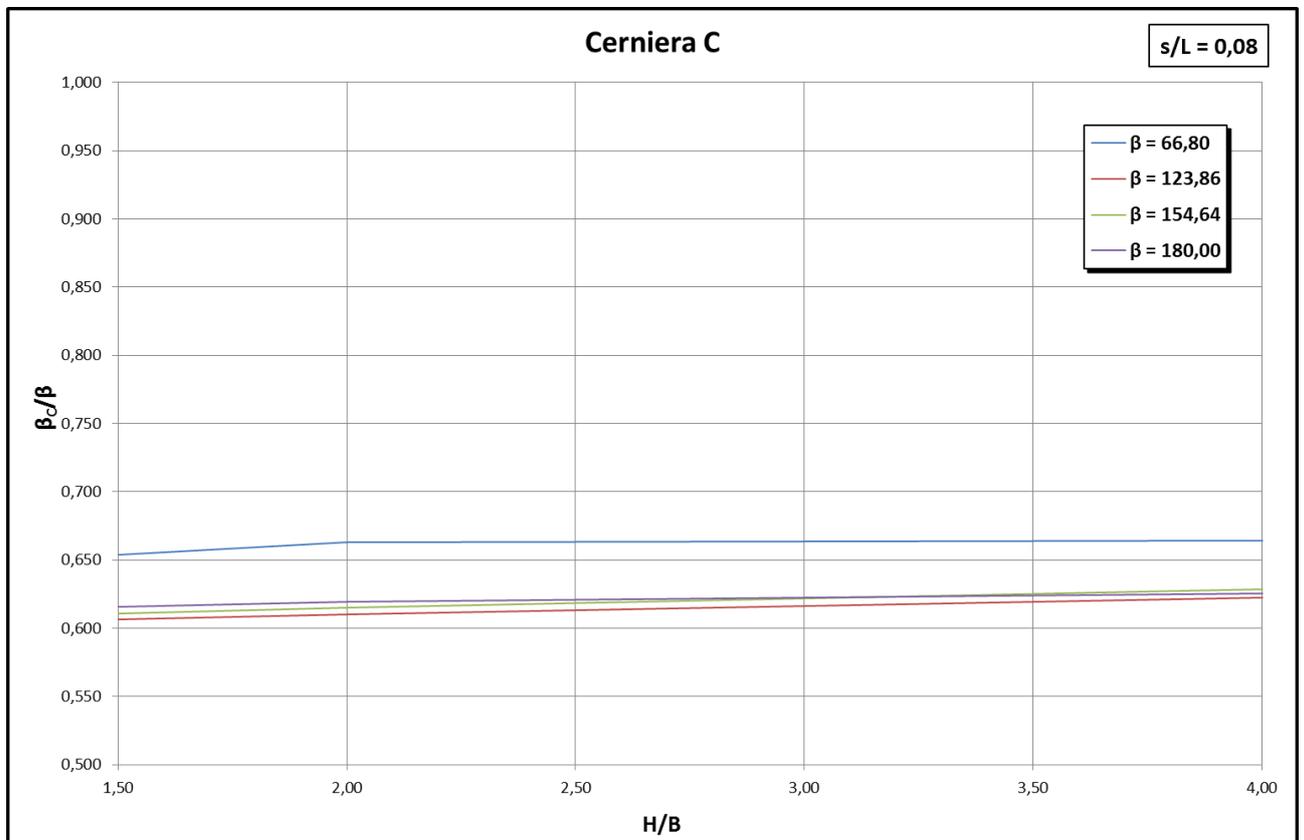


Figura 4.95: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,08$

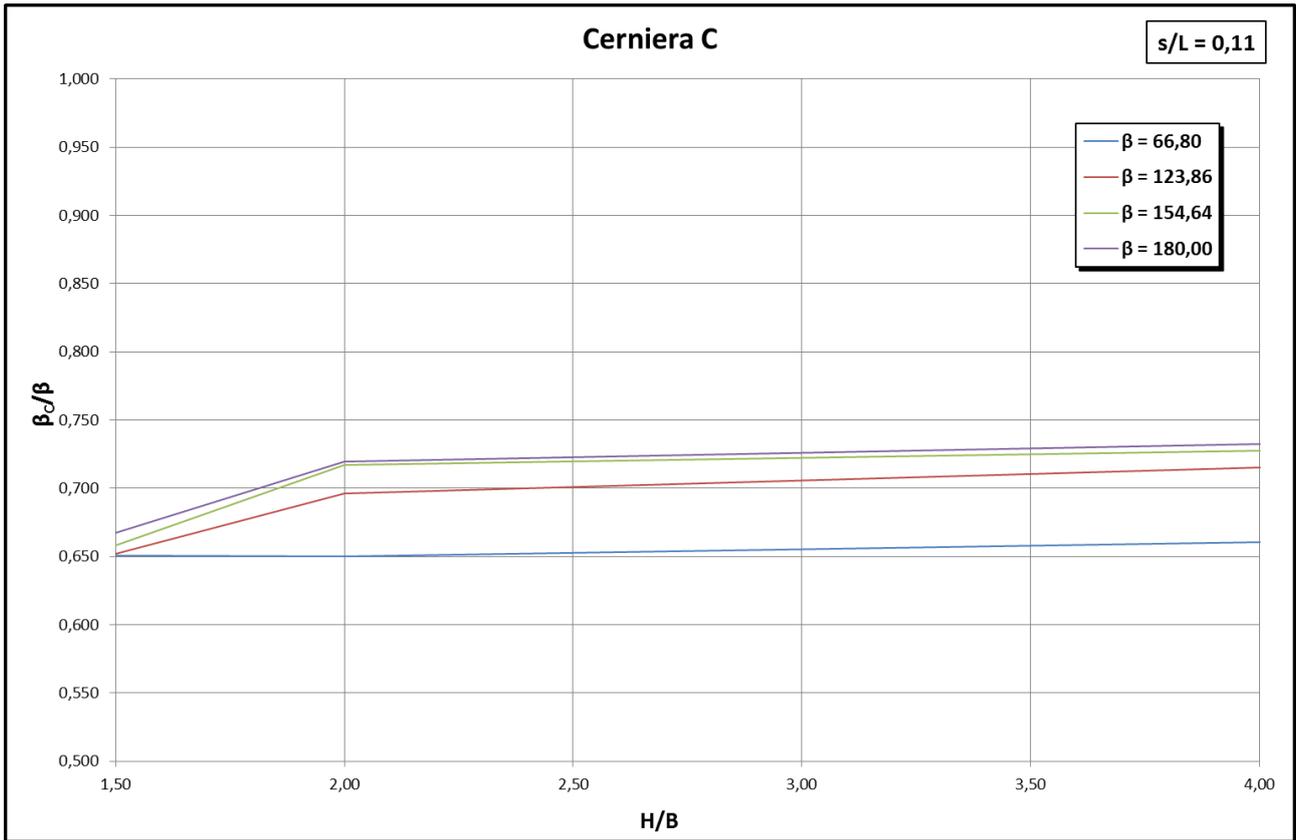


Figura 4.96: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,11$

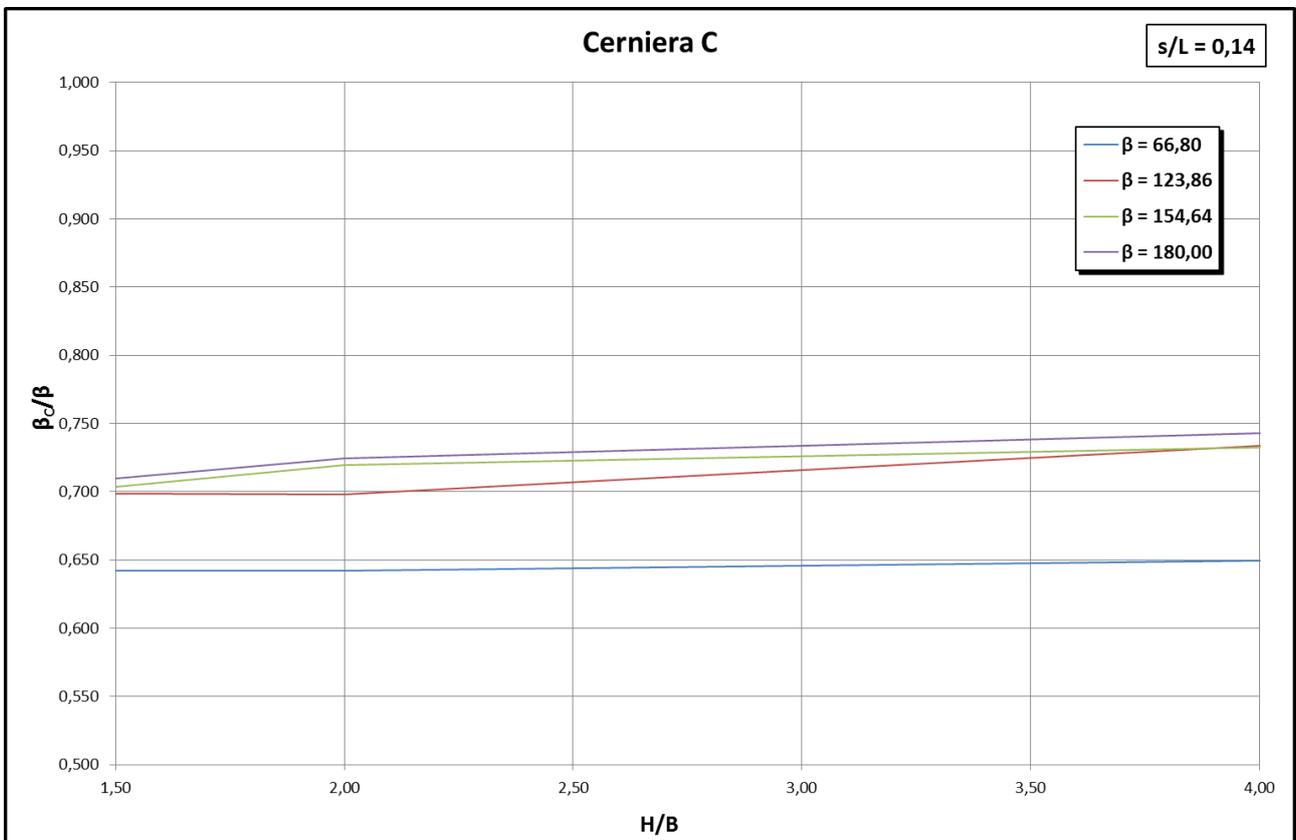


Figura 4.97: andamento della posizione della cerniera C al variare di H/B , con $s/L=0,14$

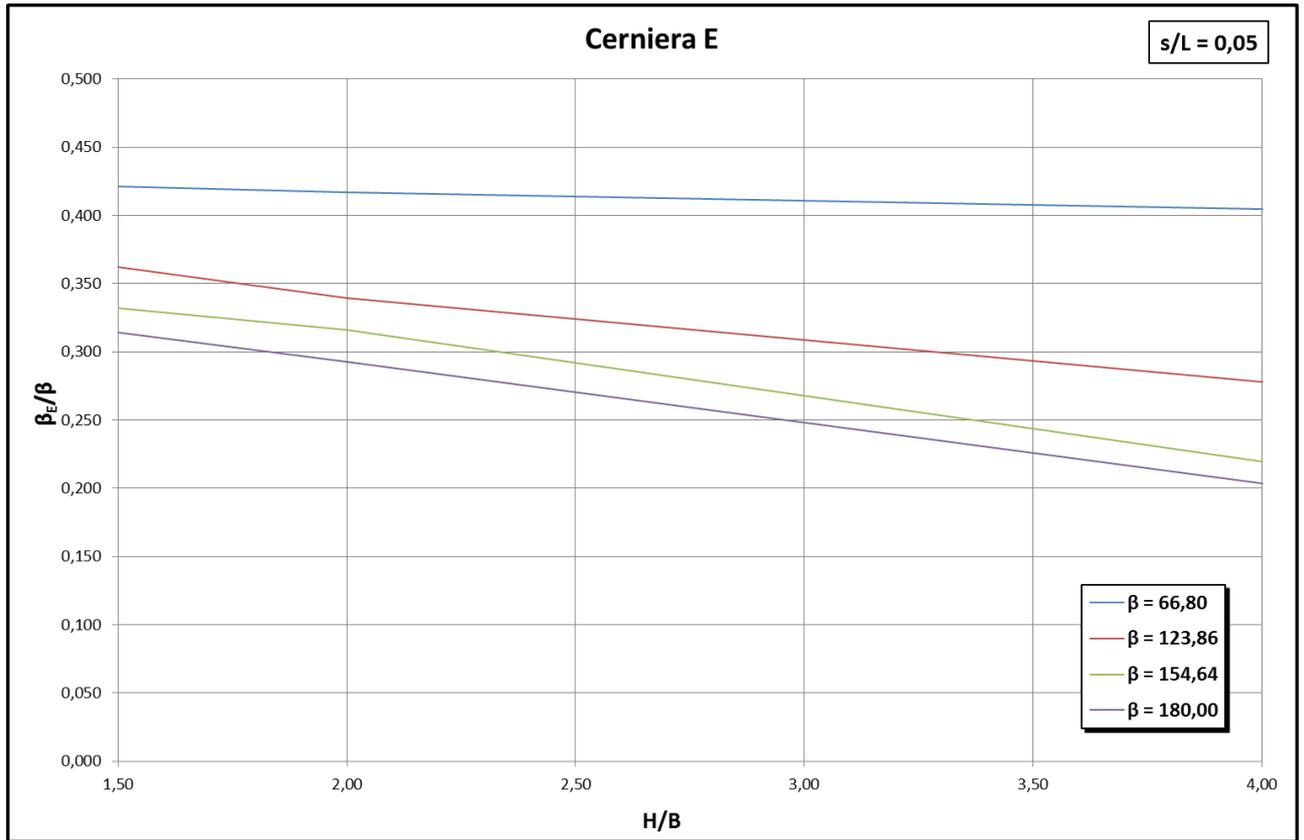


Figura 4.98: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,05$

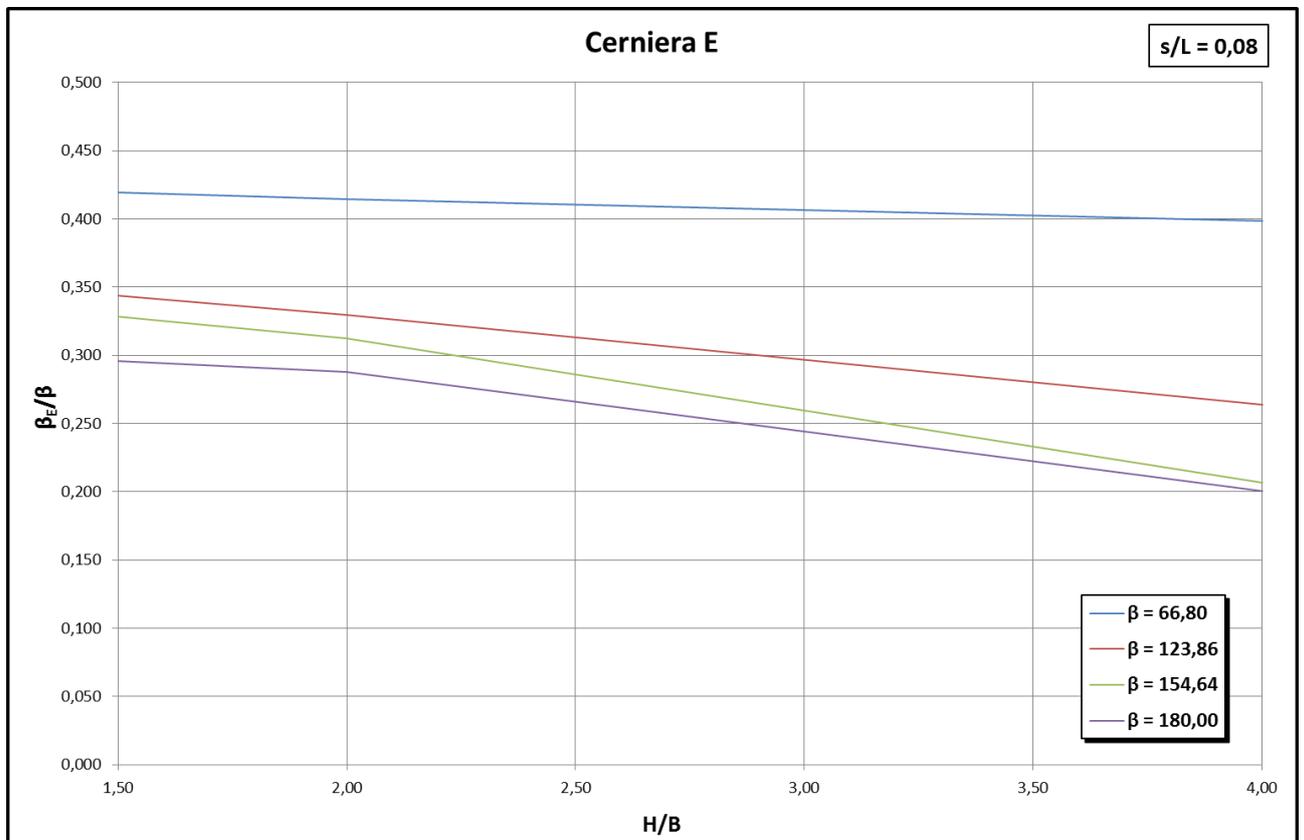


Figura 4.99: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,08$

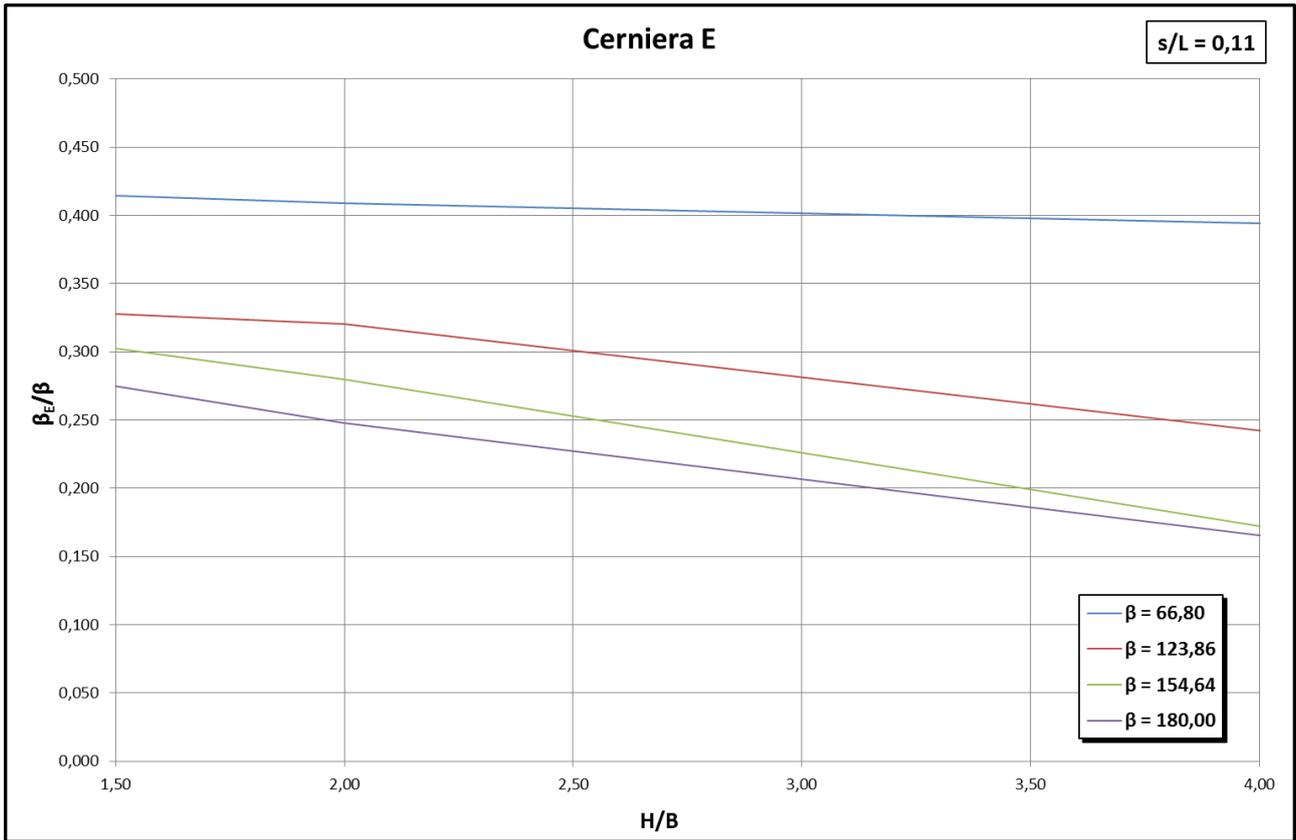


Figura 4.100: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,11$

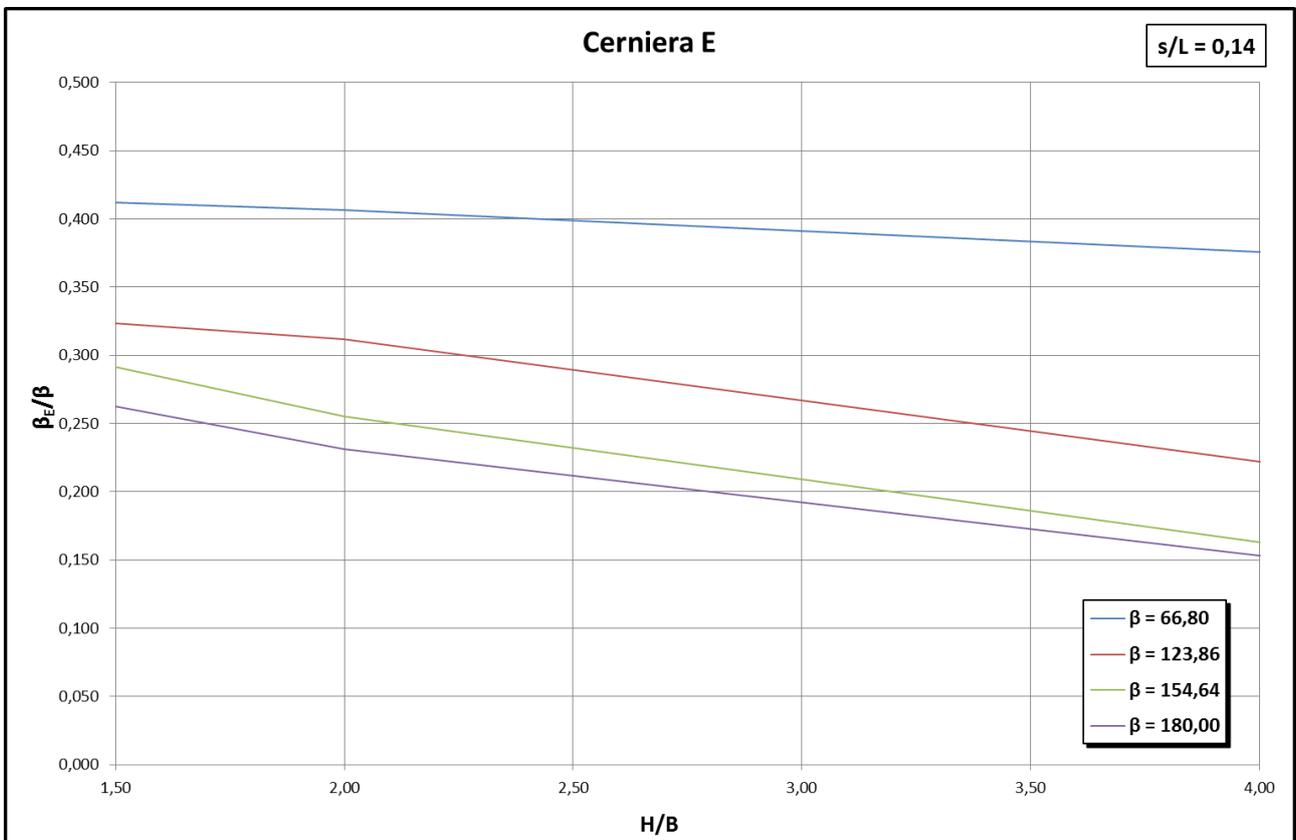


Figura 4.101: andamento della posizione della cerniera E al variare di H/B , con $s/L=0,14$

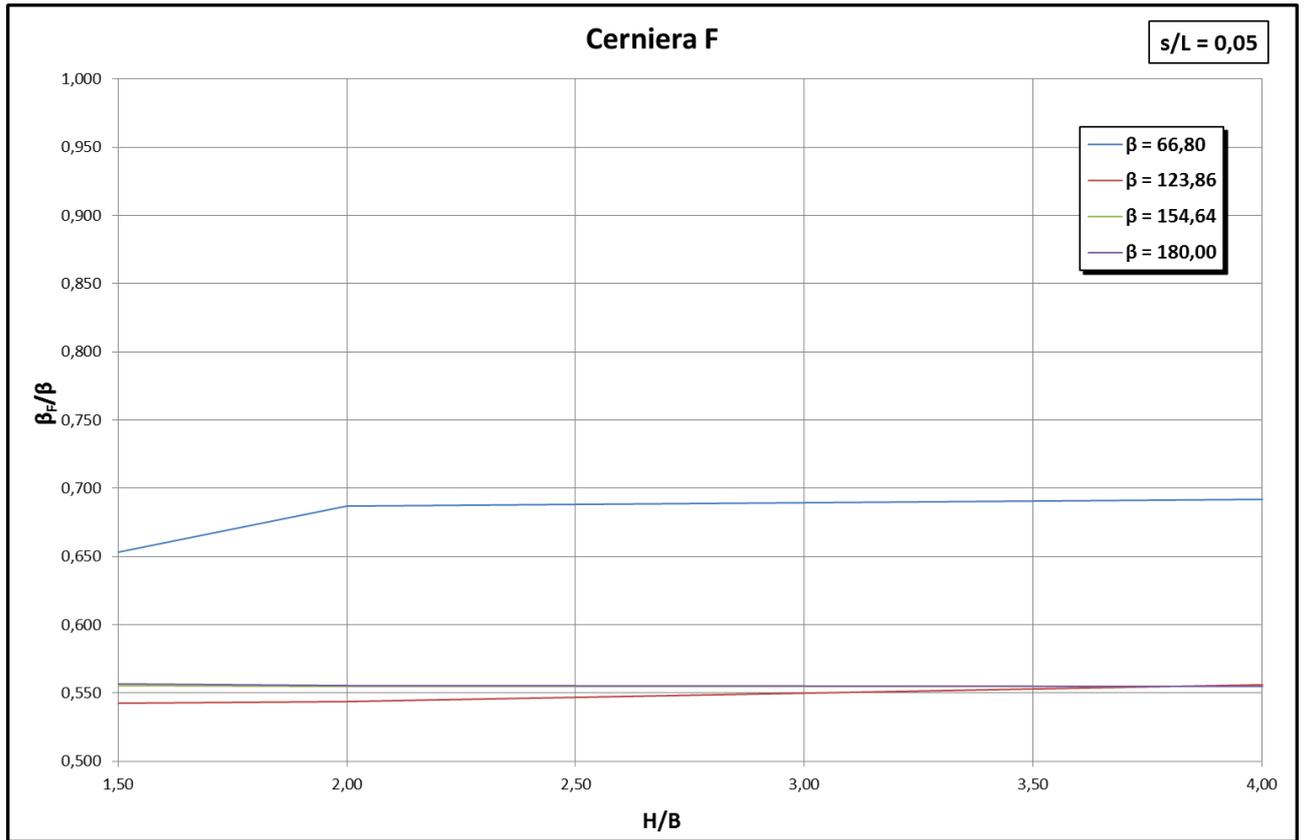


Figura 4.102: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,05$

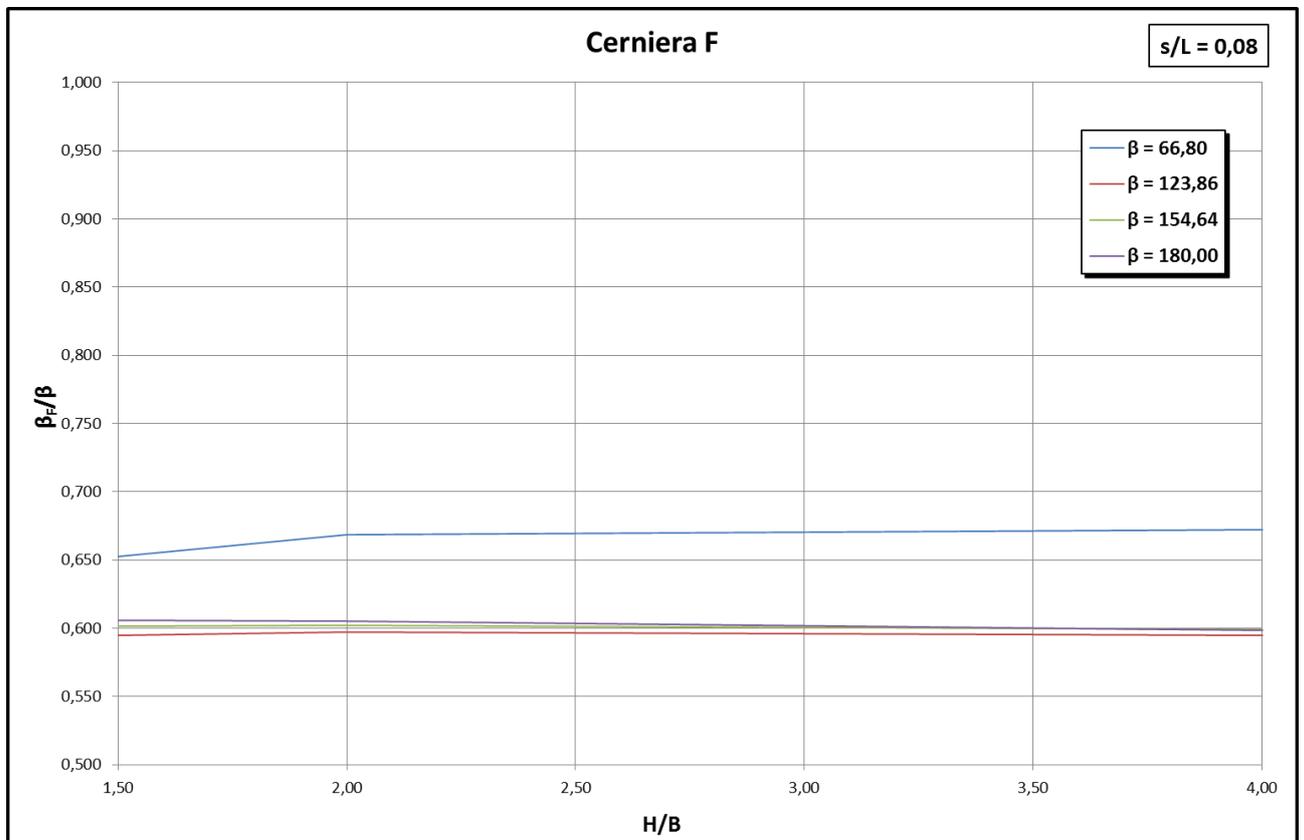


Figura 4.103: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,08$

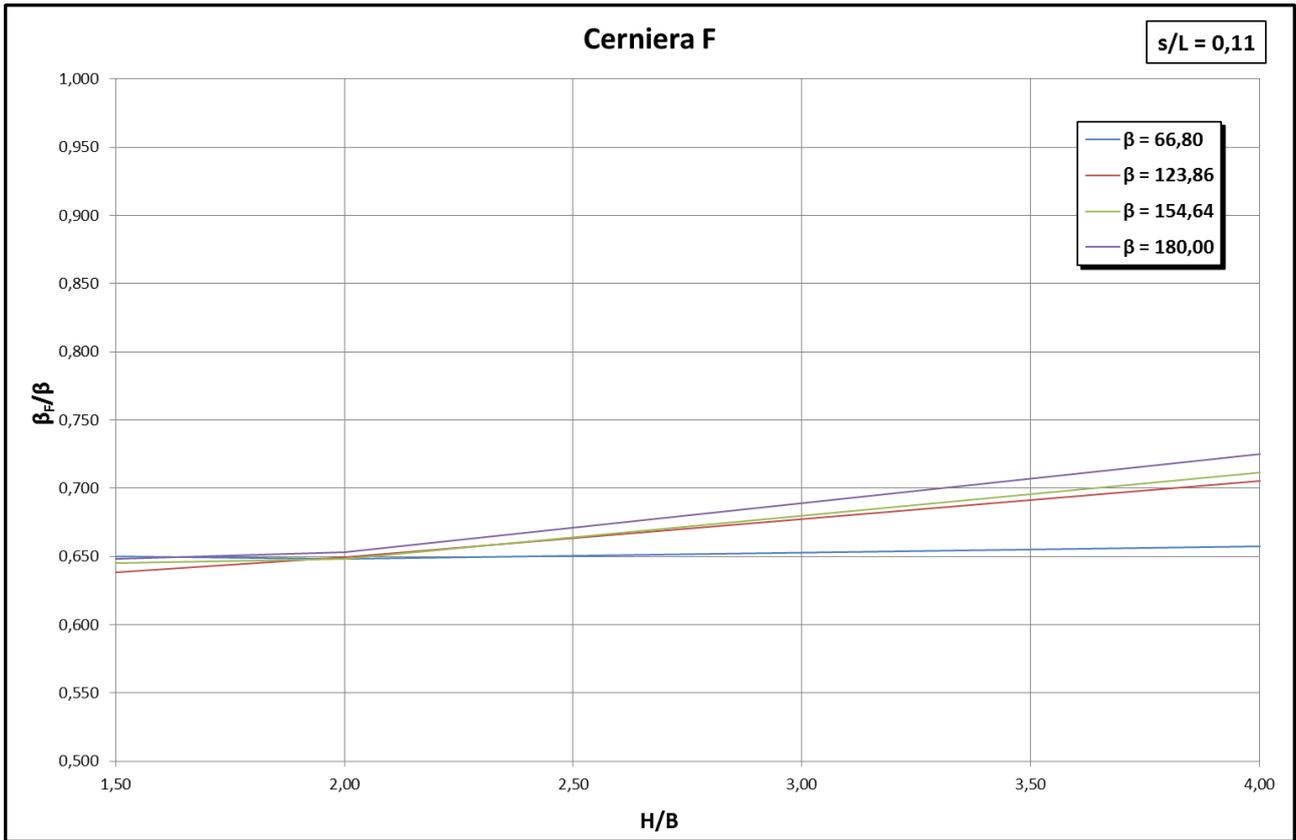


Figura 4.104: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,11$

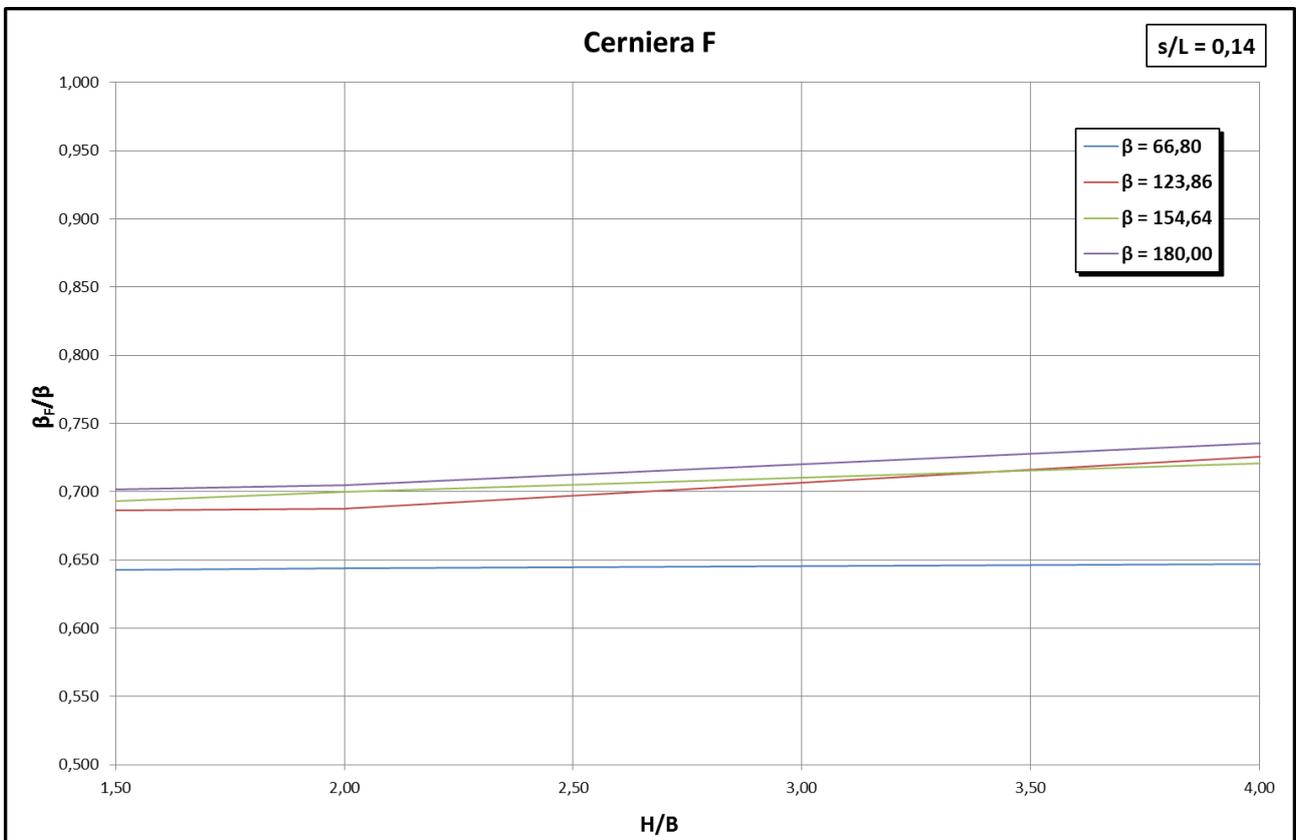


Figura 4.105: andamento della posizione della cerniera F al variare di H/B , con $s/L=0,14$

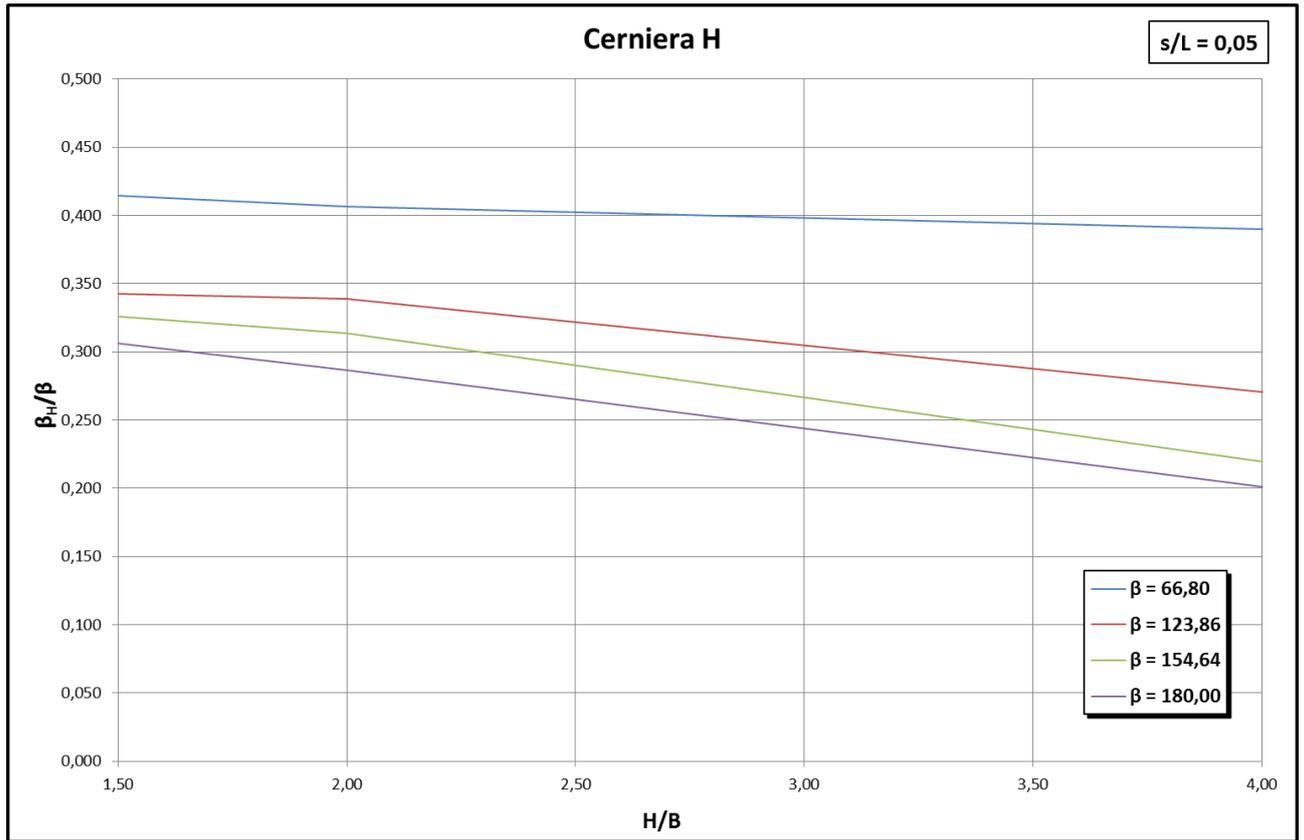


Figura 4.106: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,05$

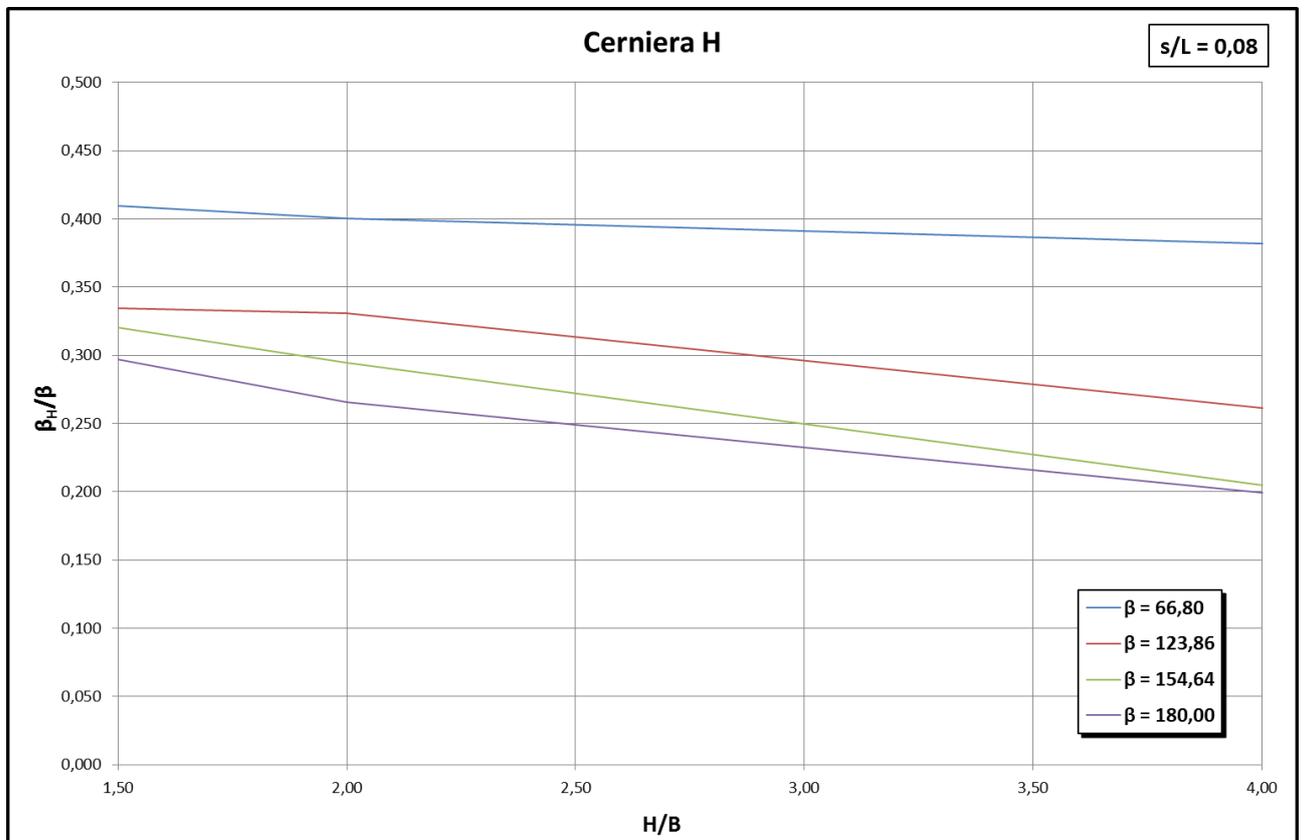


Figura 4.107: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,08$

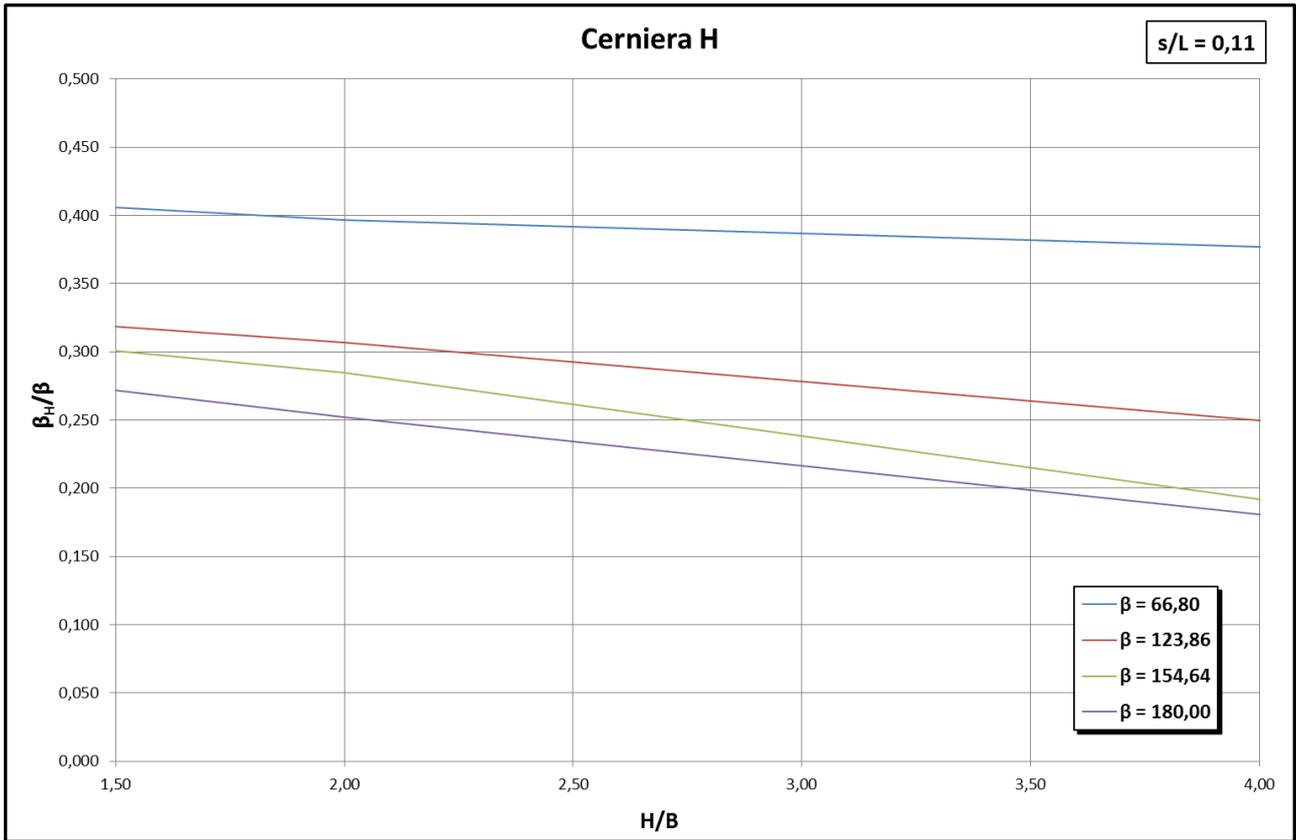


Figura 4.108: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,11$

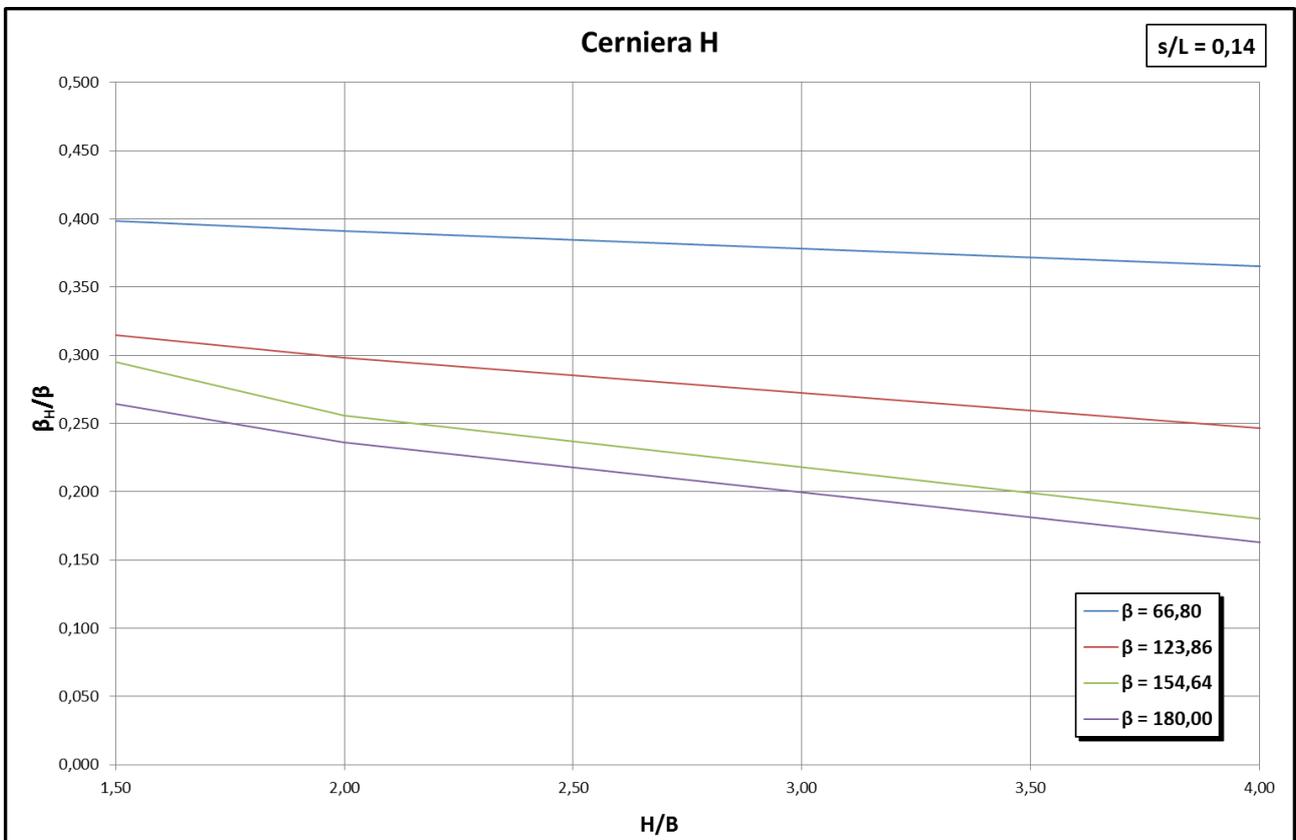


Figura 4.109: andamento della posizione della cerniera H al variare di H/B , con $s/L=0,14$

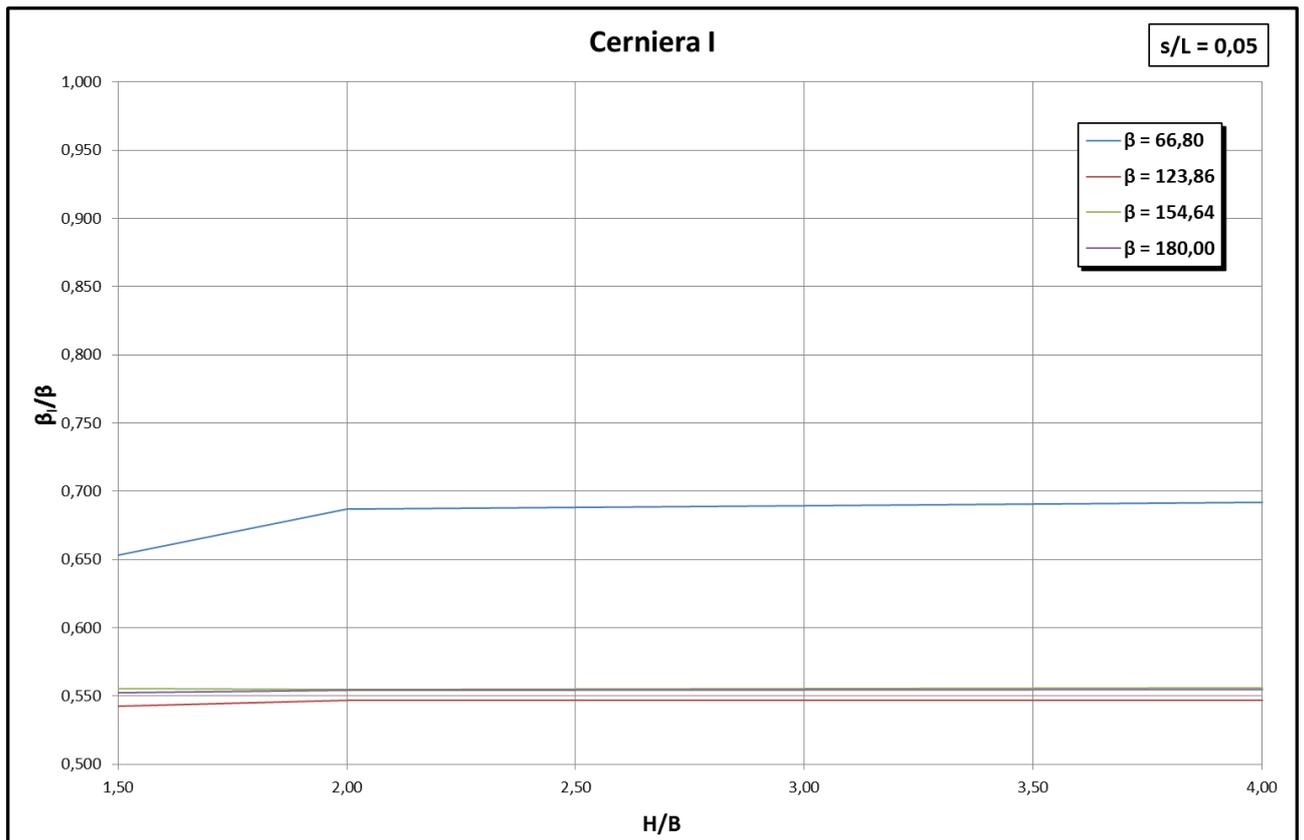


Figura 4.110: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,05$

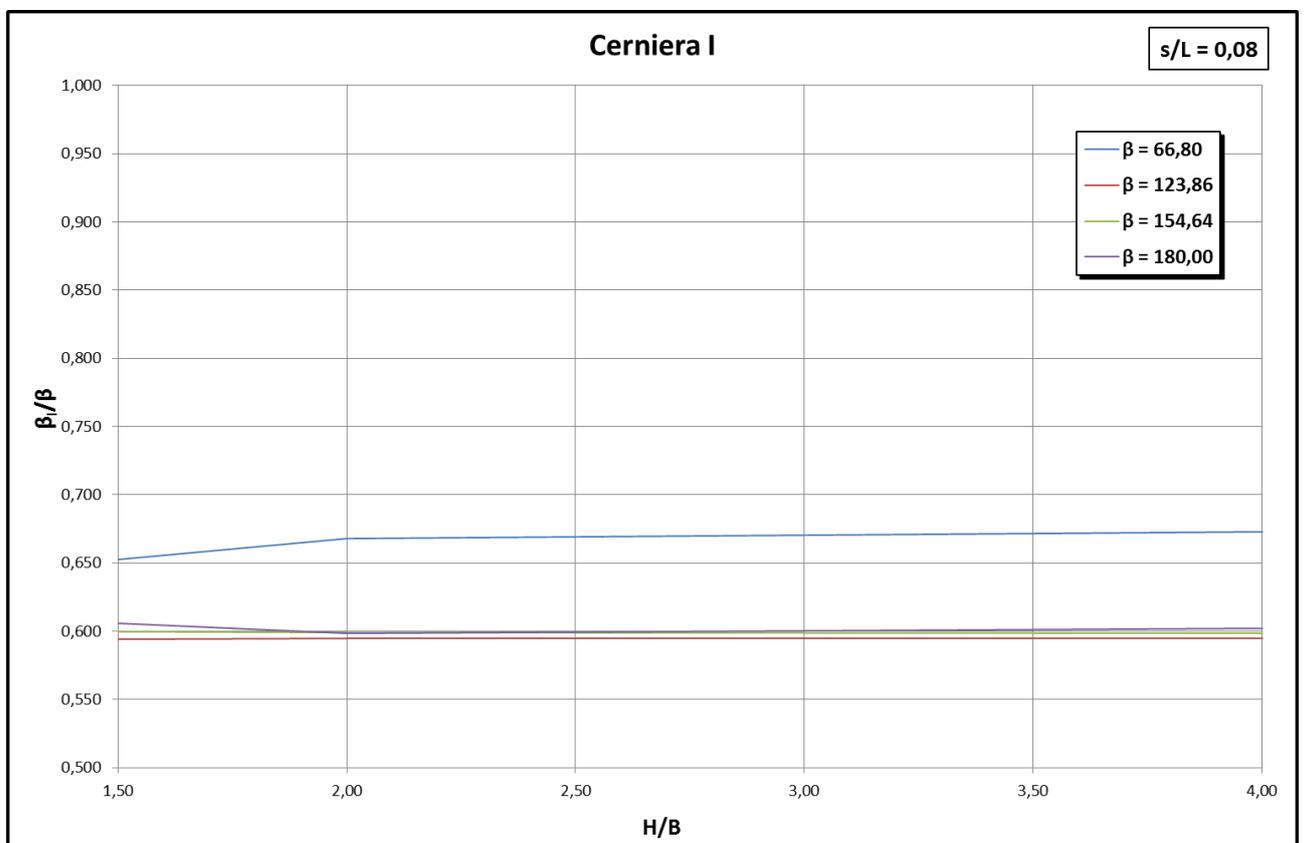


Figura 4.111: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,08$

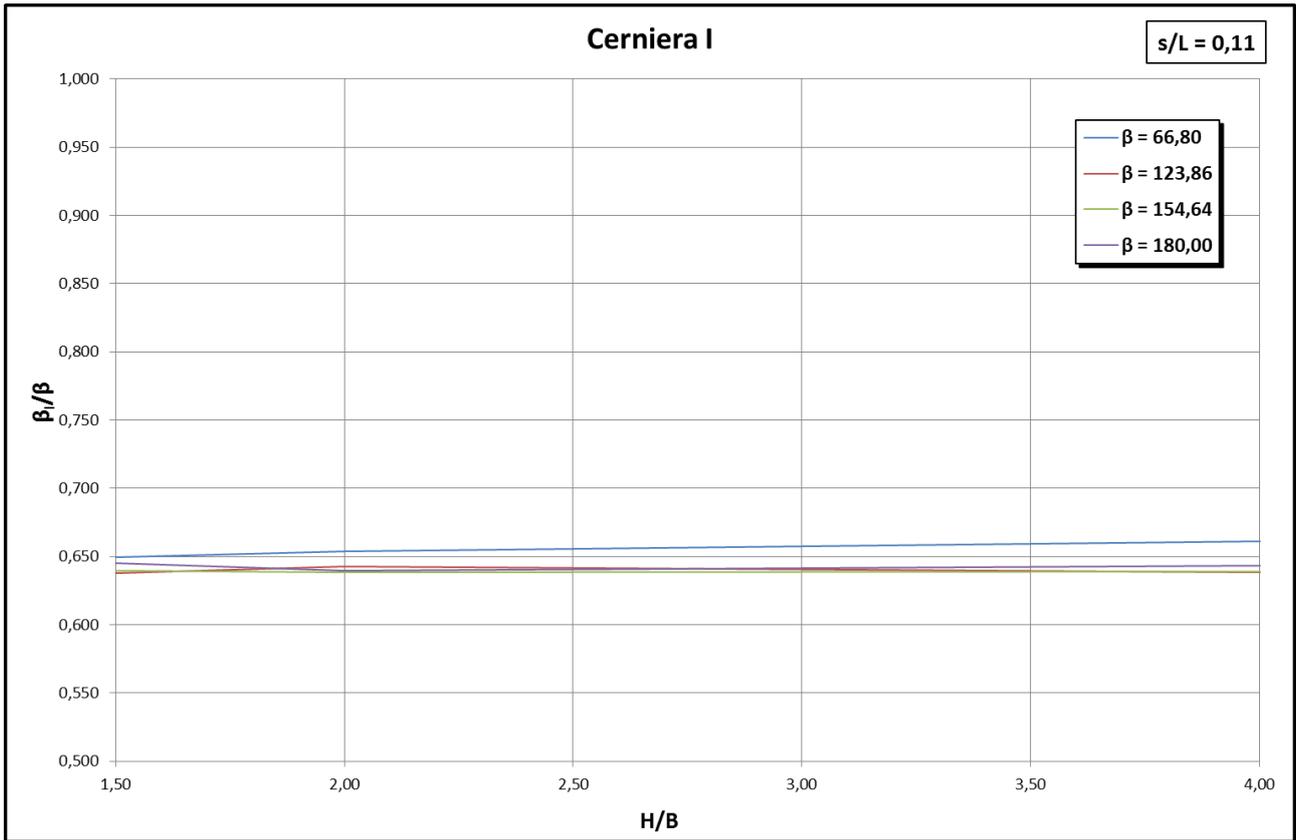


Figura 4.112: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,11$

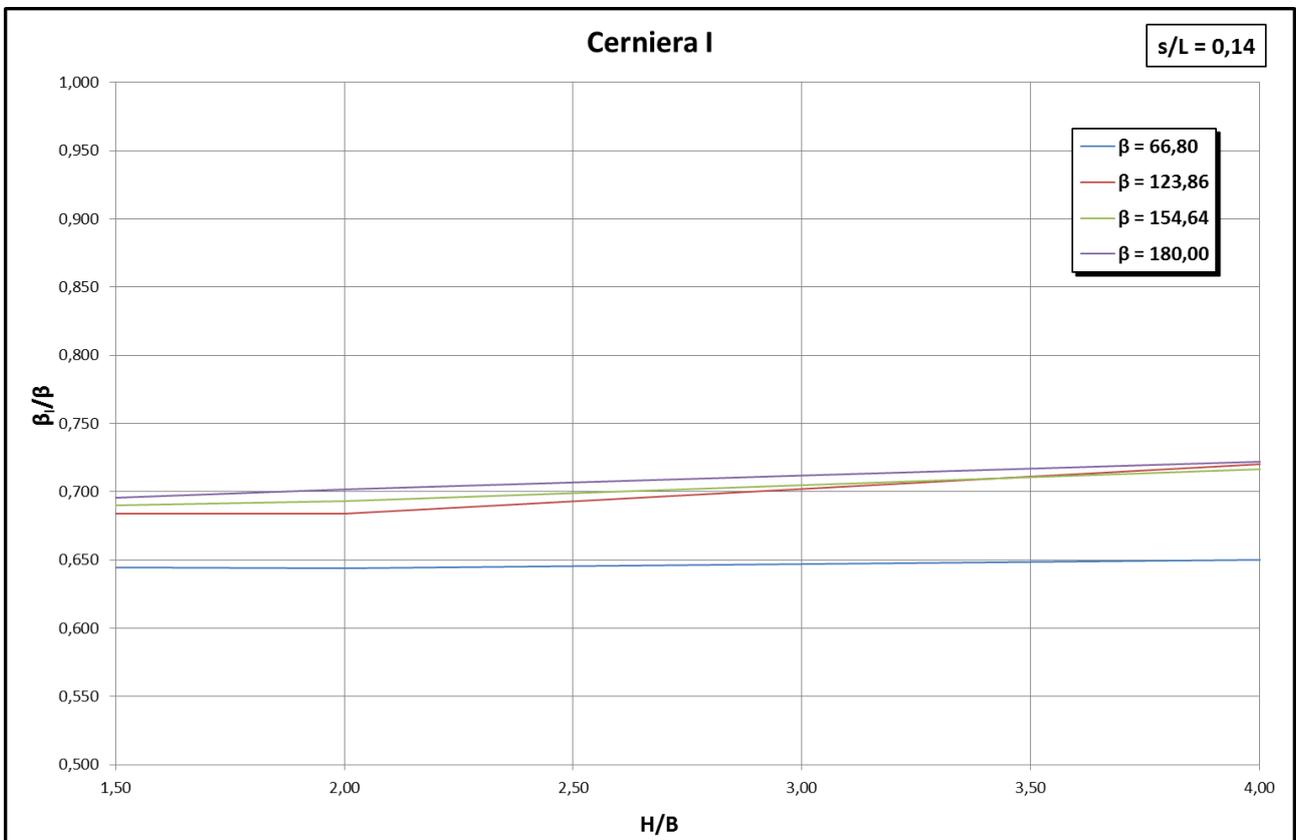


Figura 4.113: andamento della posizione della cerniera I al variare di H/B , con $s/L=0,14$

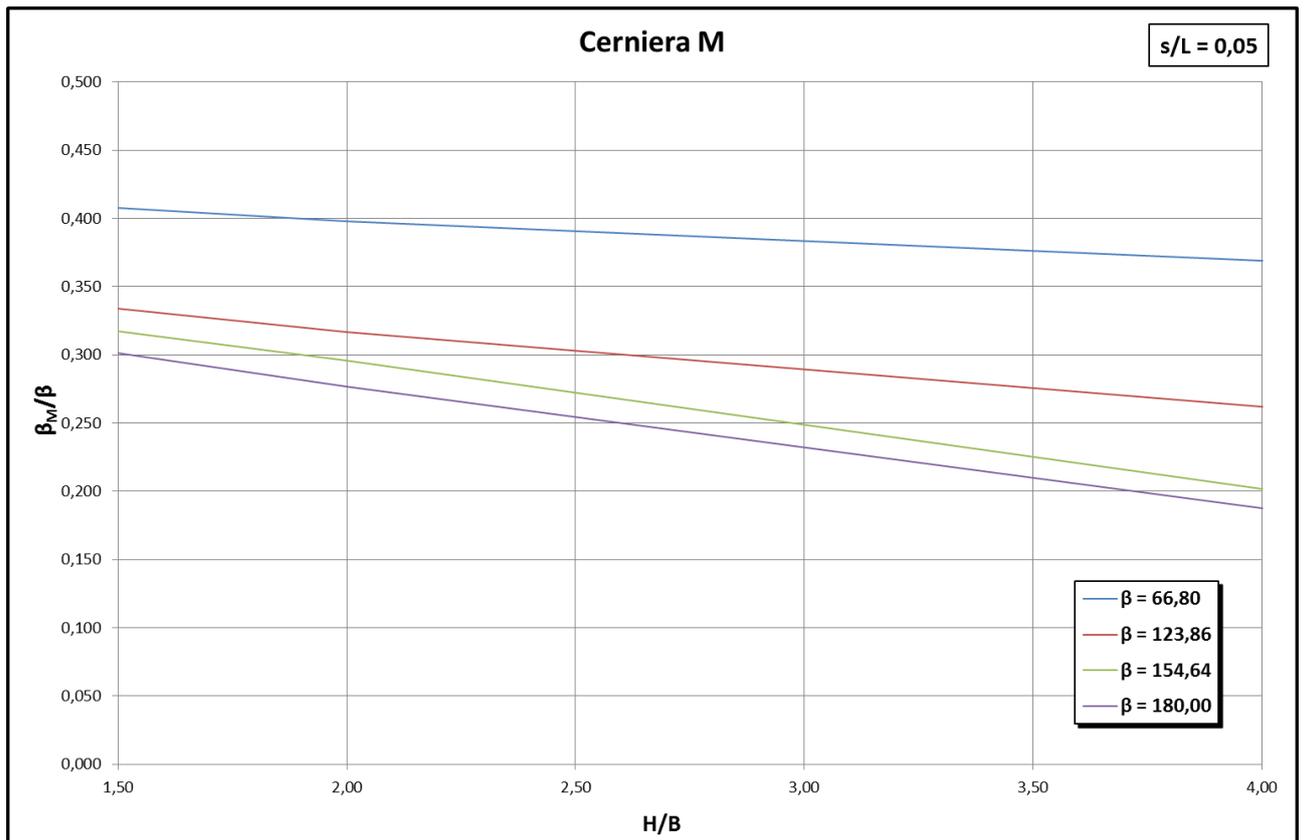


Figura 4.114: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $s/L=0,05$

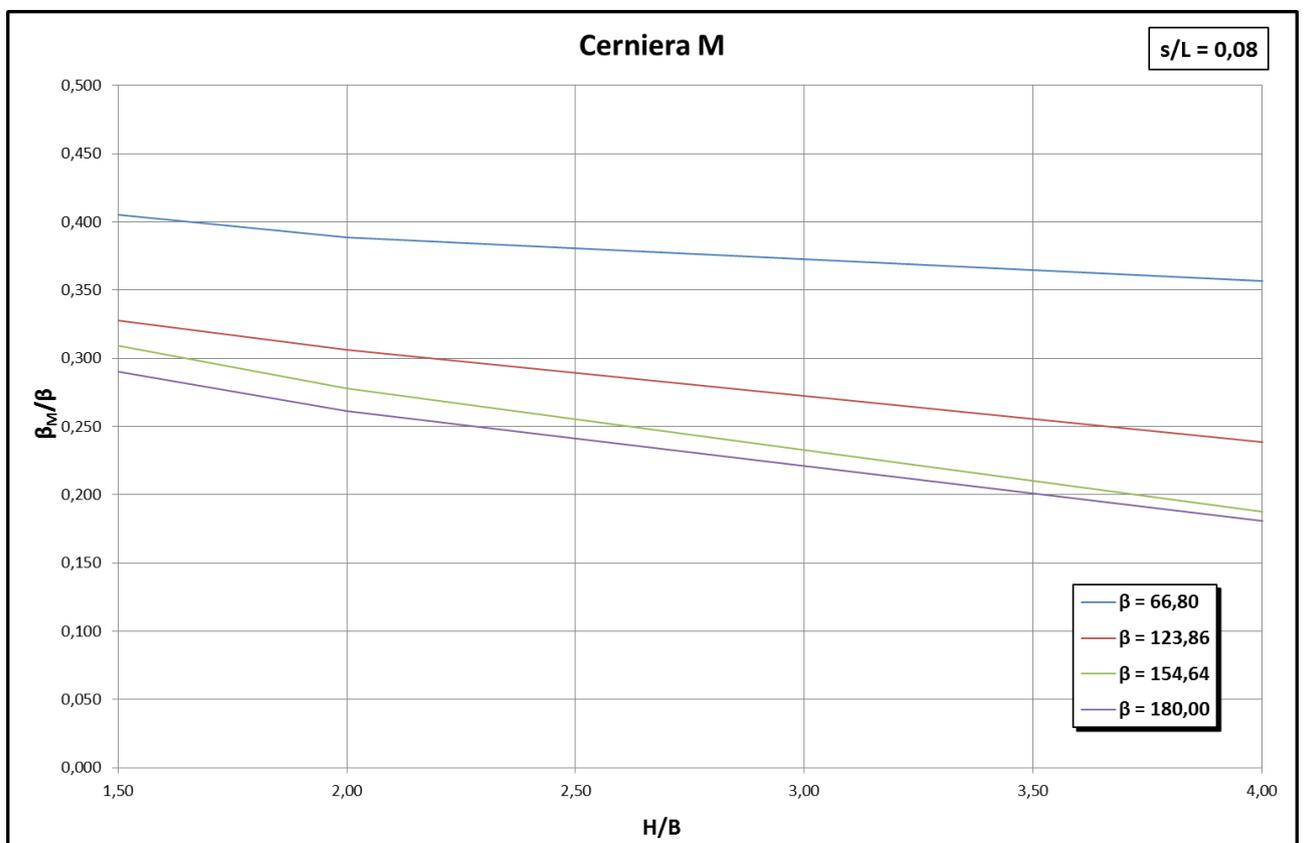


Figura 4.115: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $s/L=0,08$

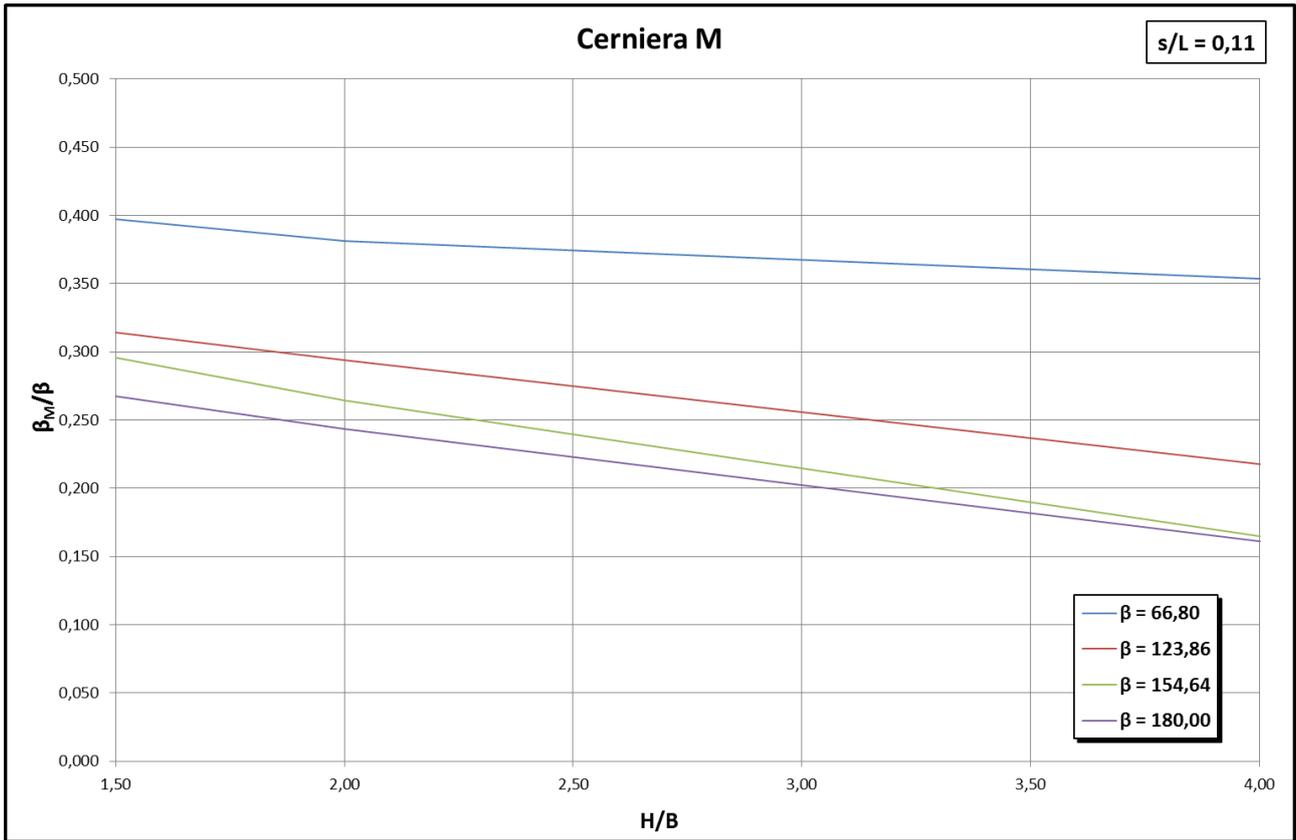


Figura 4.116: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $s/L=0,11$

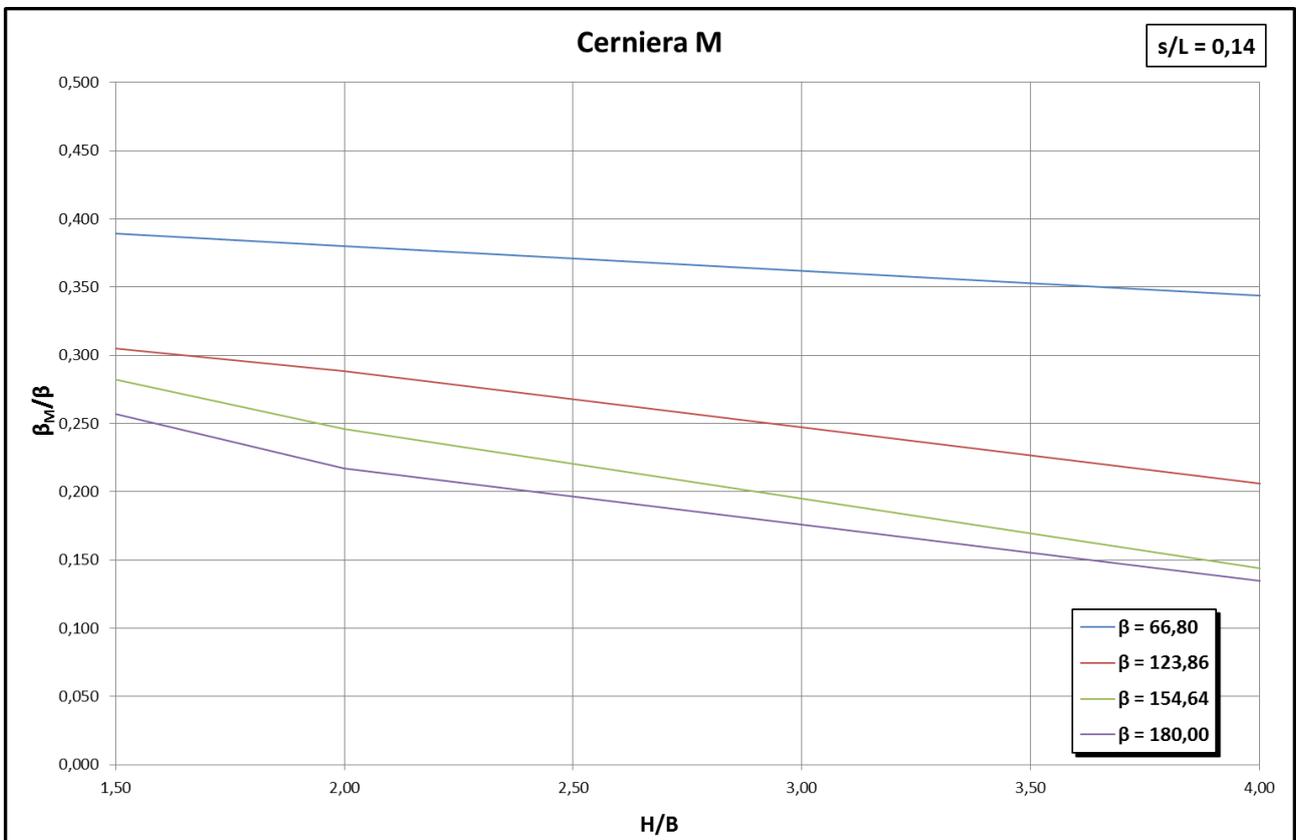


Figura 4.117: andamento della posizione della cerniera M al variare di H/B , con $s/L=0,14$

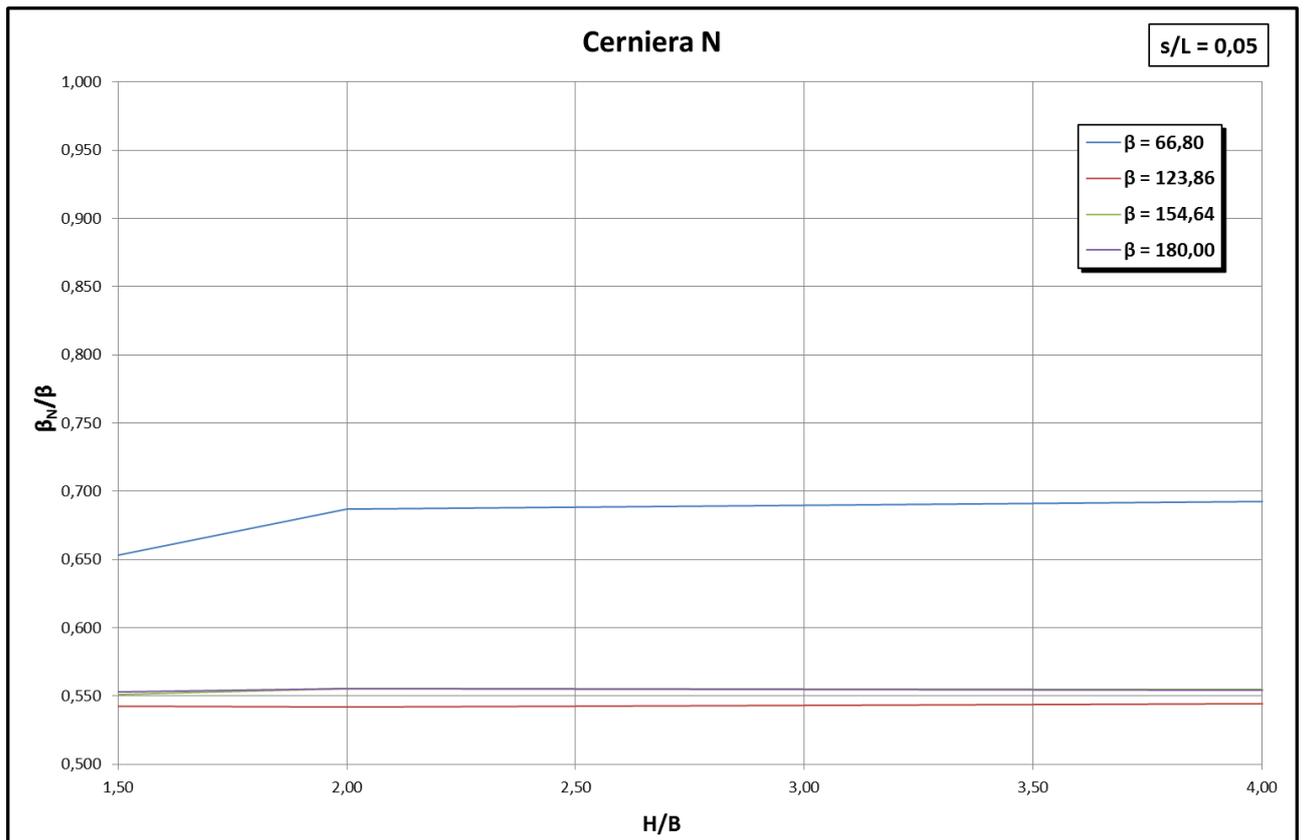


Figura 4.118: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $s/L=0,05$

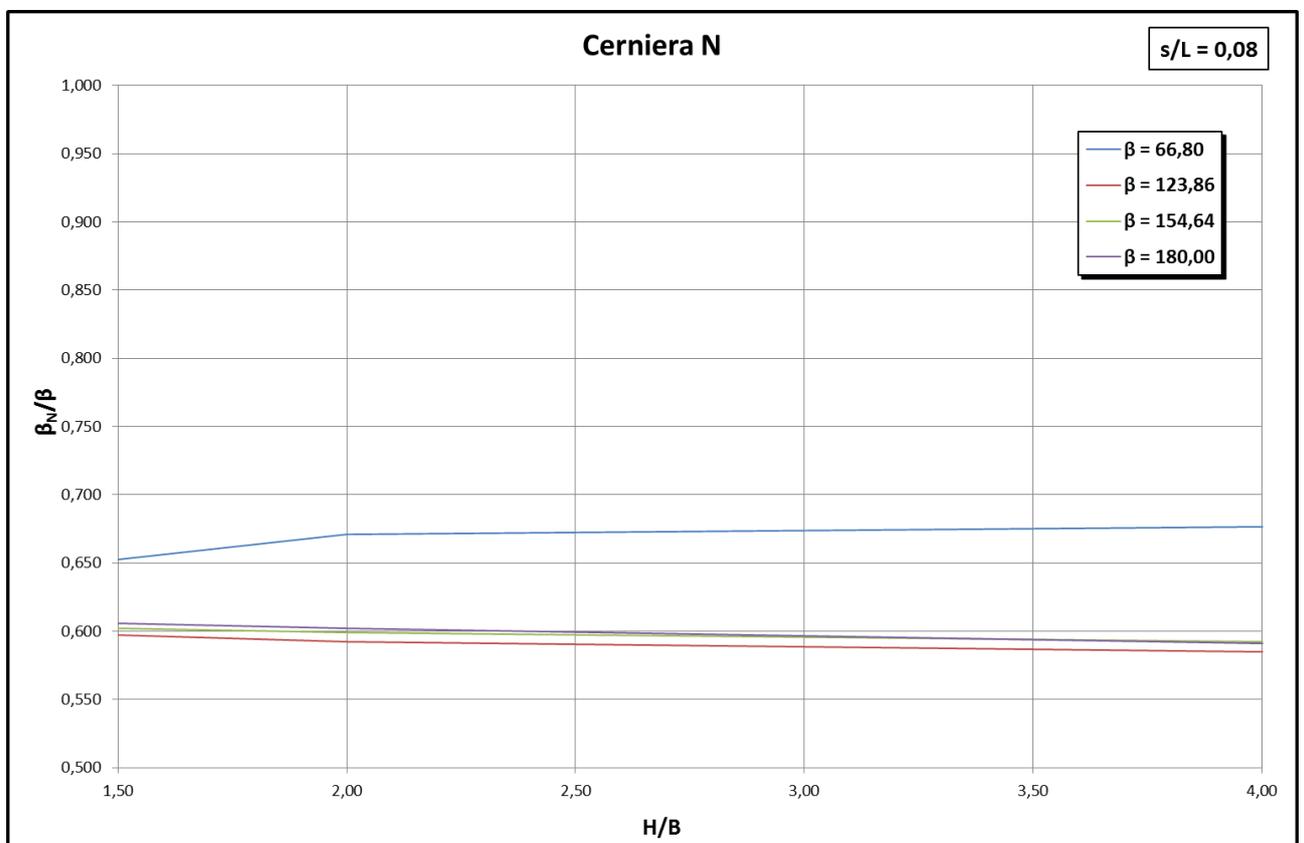


Figura 4.119: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $s/L=0,08$

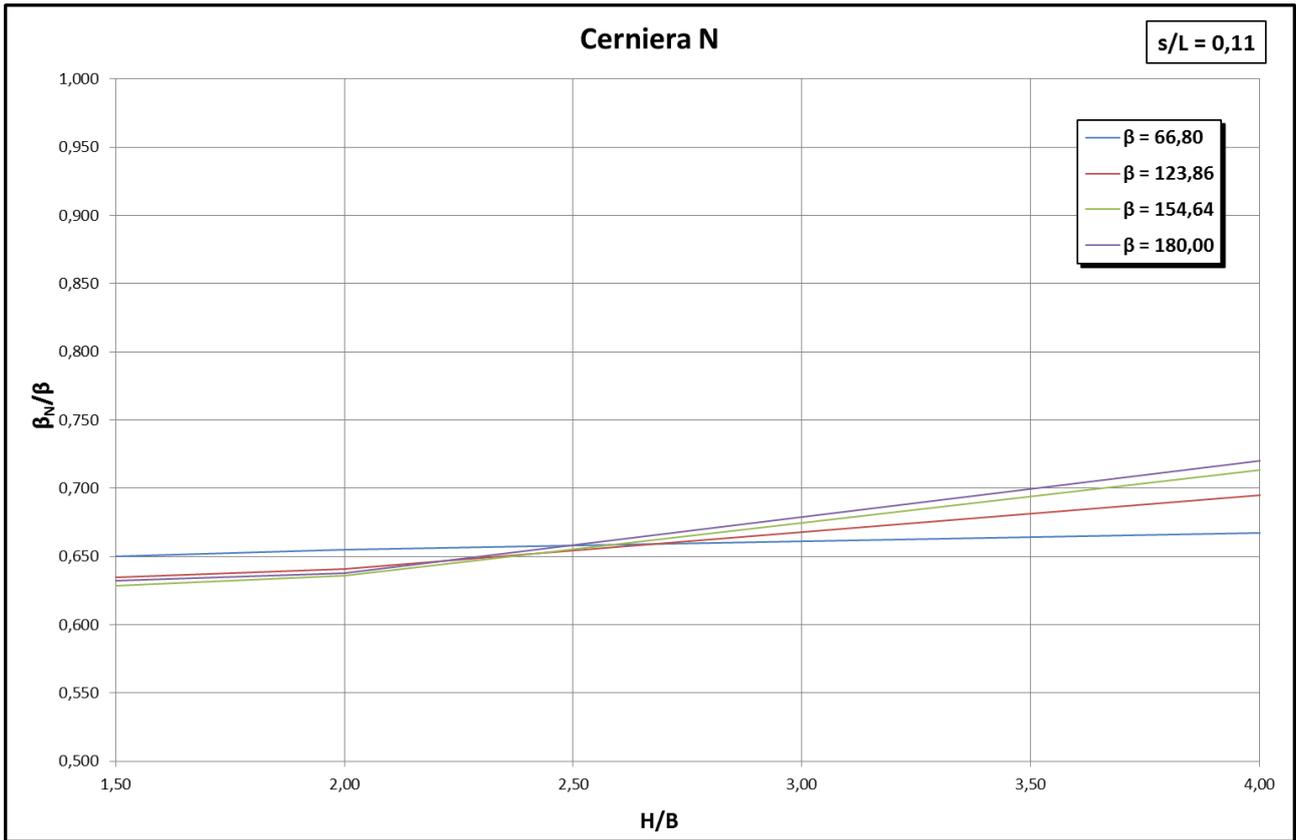


Figura 4.120: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $s/L=0,11$

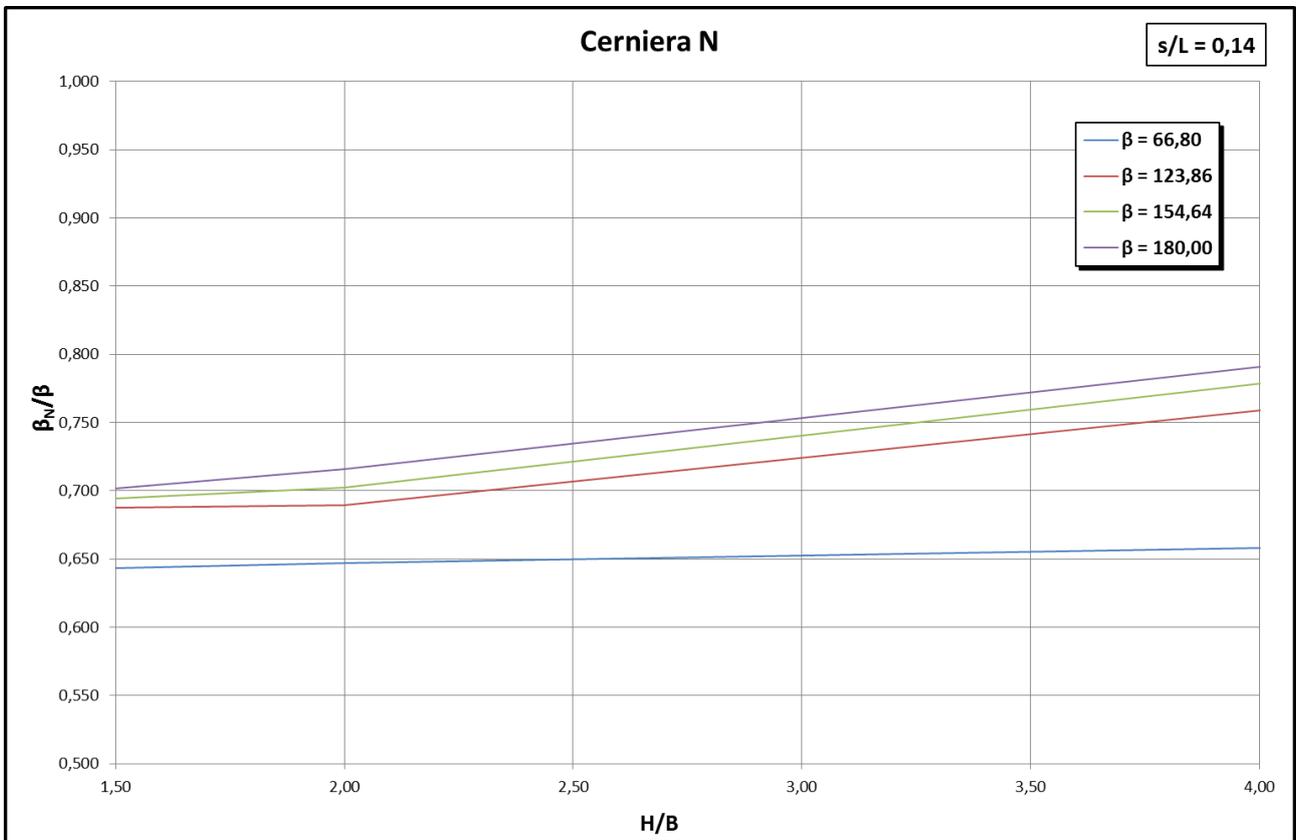


Figura 4.121: andamento della posizione della cerniera N al variare di H/B , con $s/L=0,14$

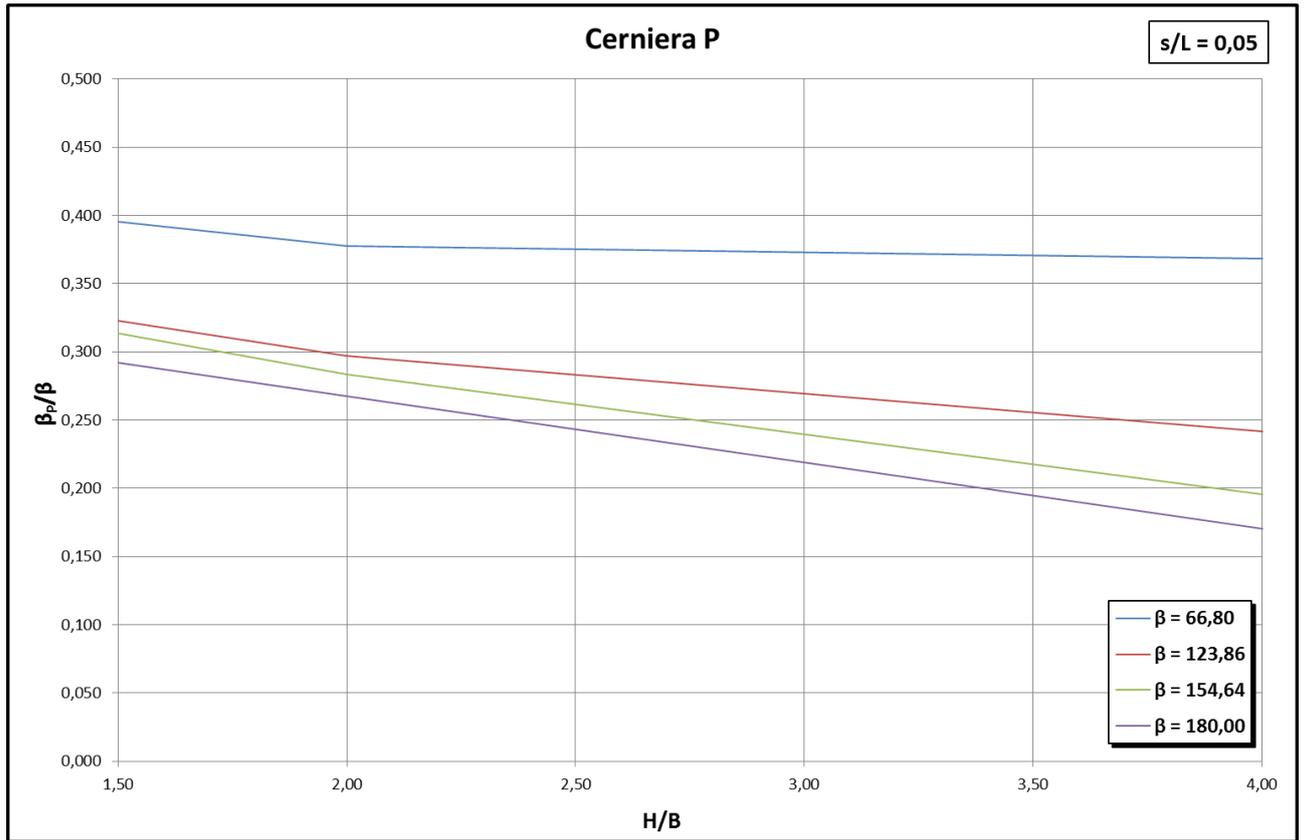


Figura 4.122: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $s/L=0,05$

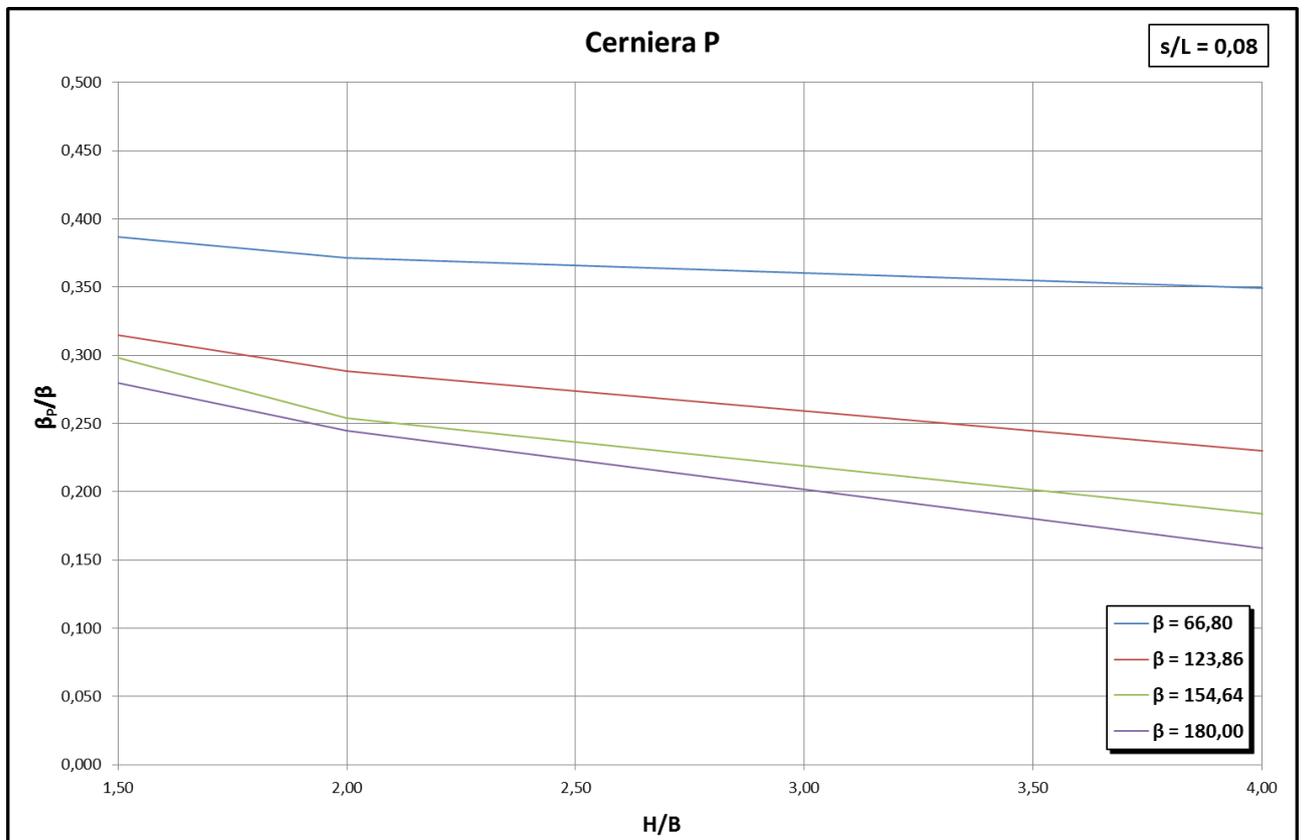


Figura 4.123: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $s/L=0,08$

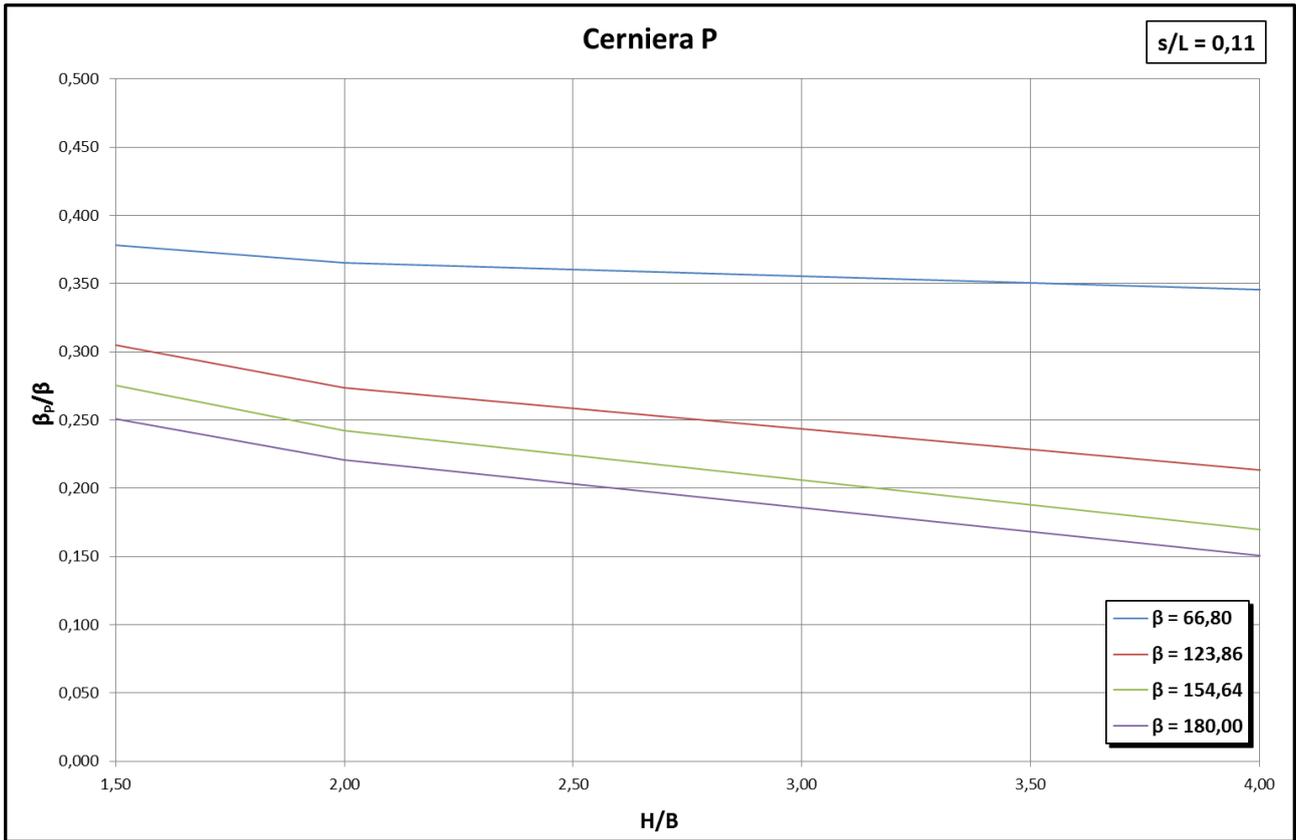


Figura 4.124: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $s/L=0,11$

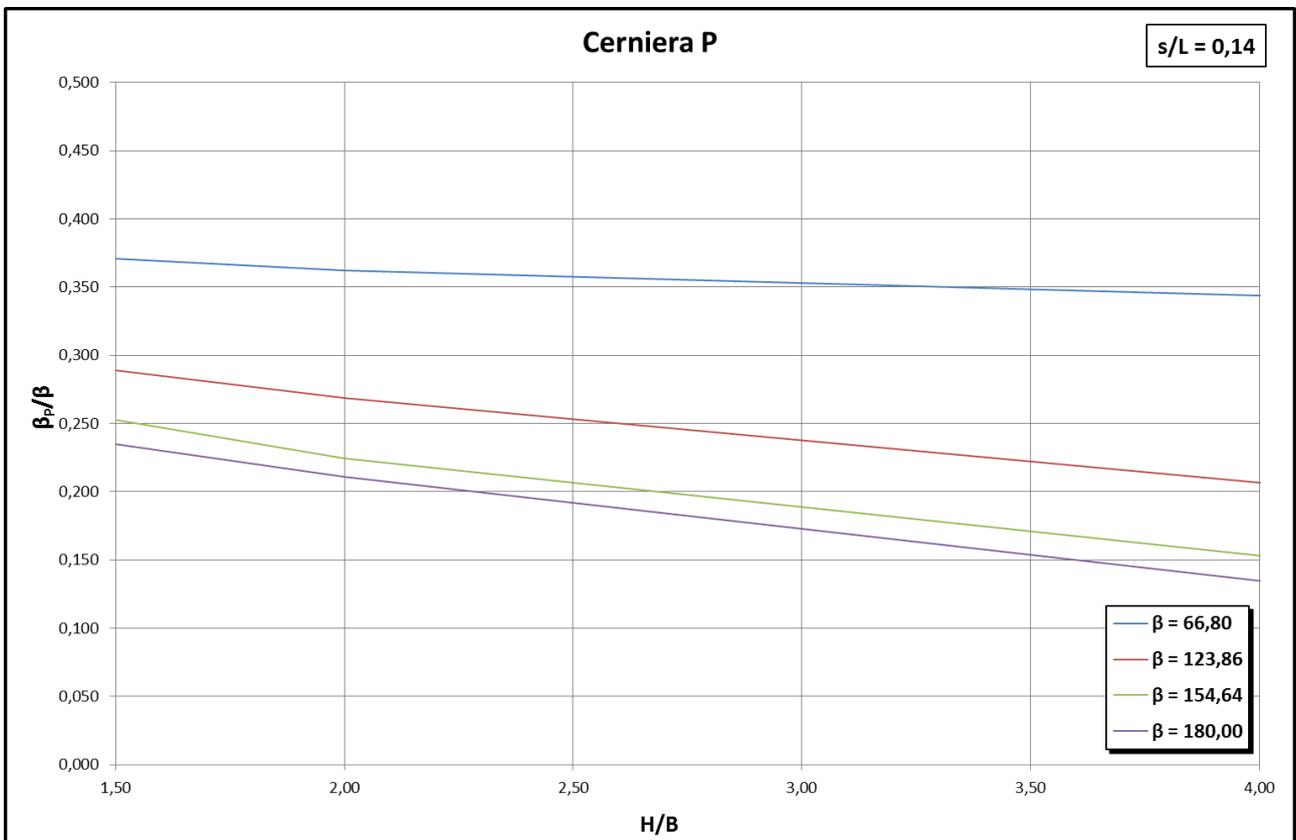


Figura 4.125: andamento della posizione della cerniera P al variare di H/B , con $s/L=0,14$

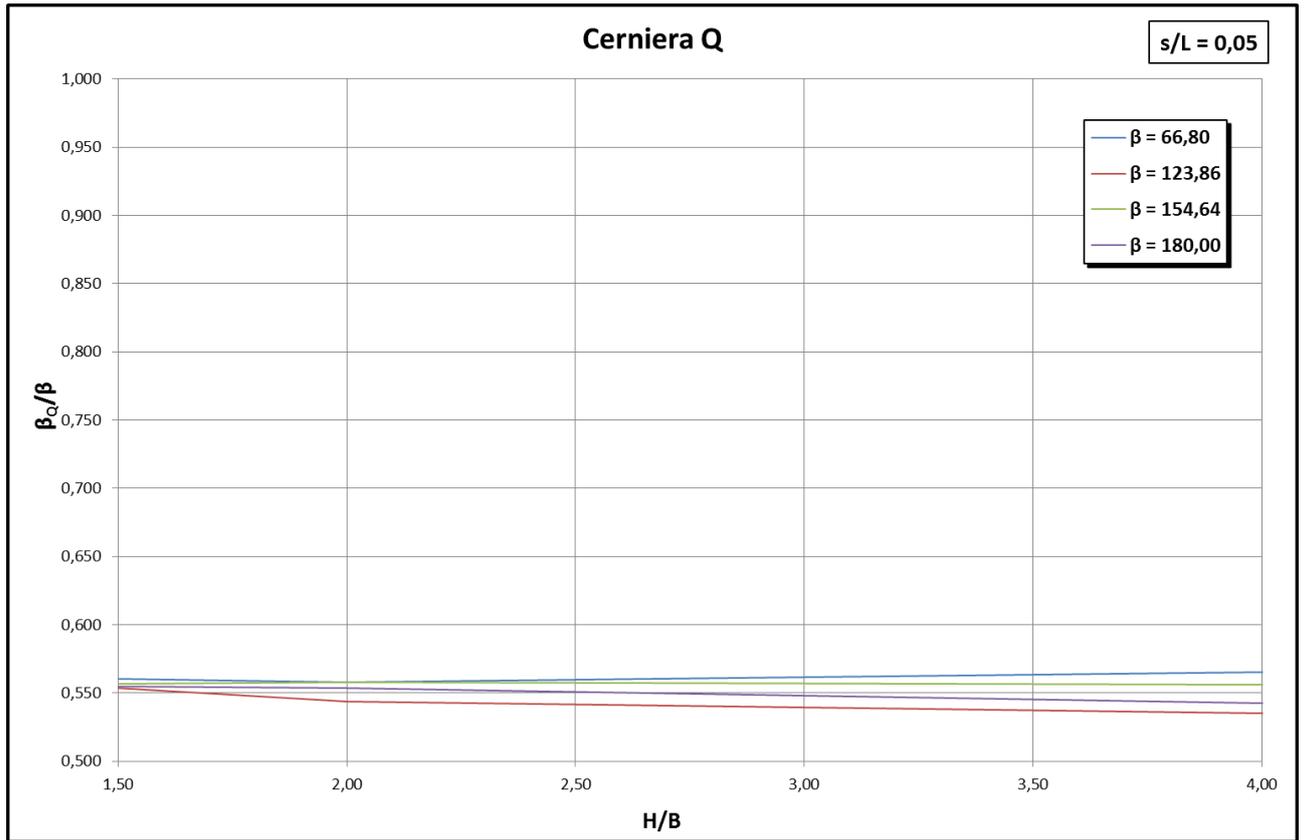


Figura 4.126: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $s/L=0,05$

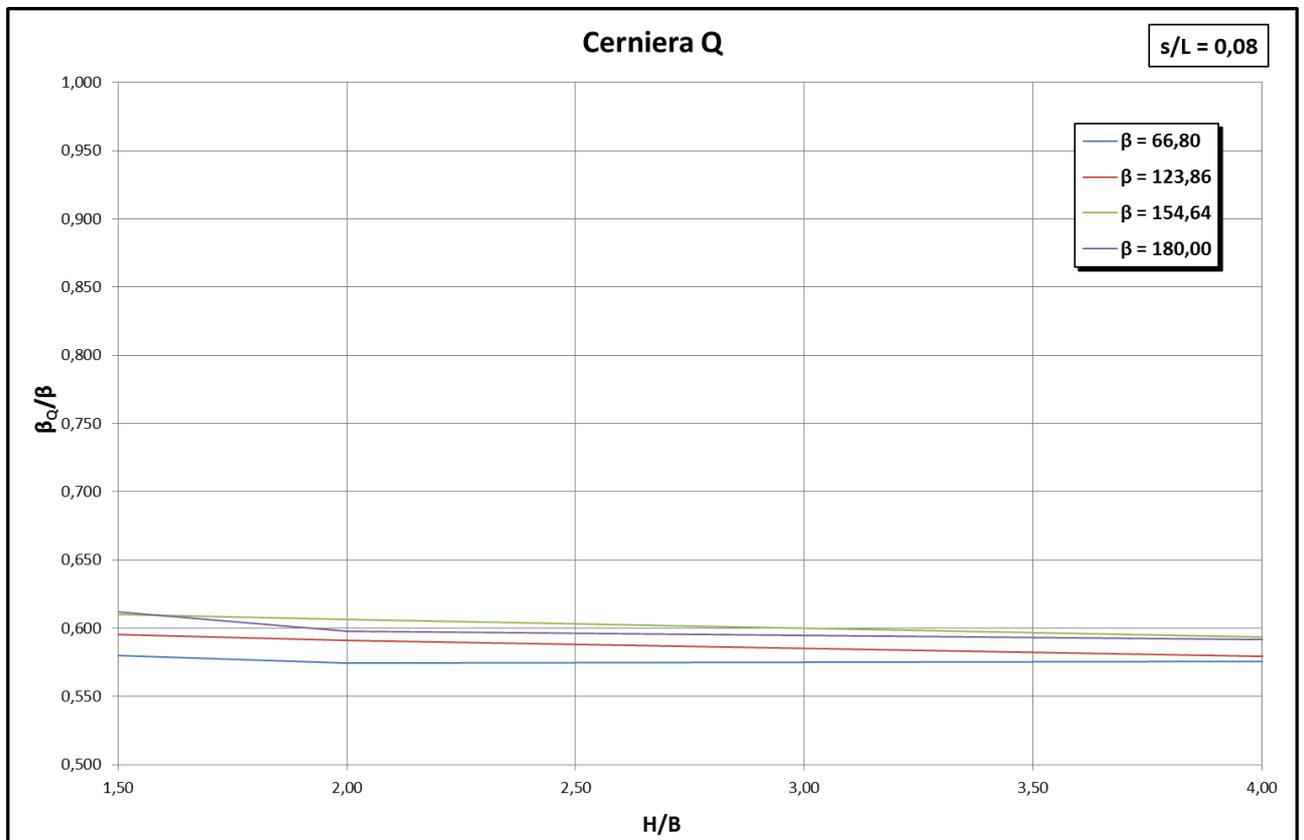


Figura 4.127: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $s/L=0,08$

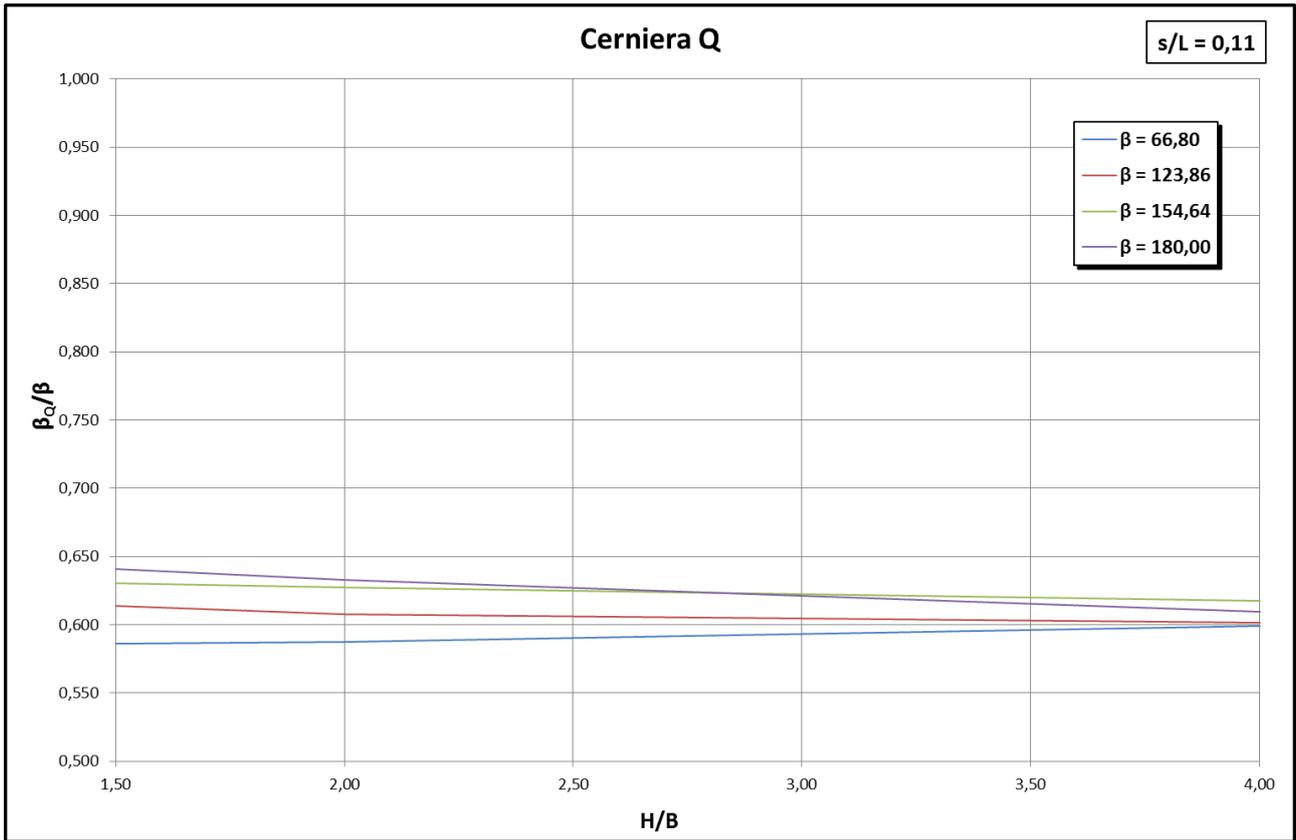


Figura 4.128: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $s/L=0,11$

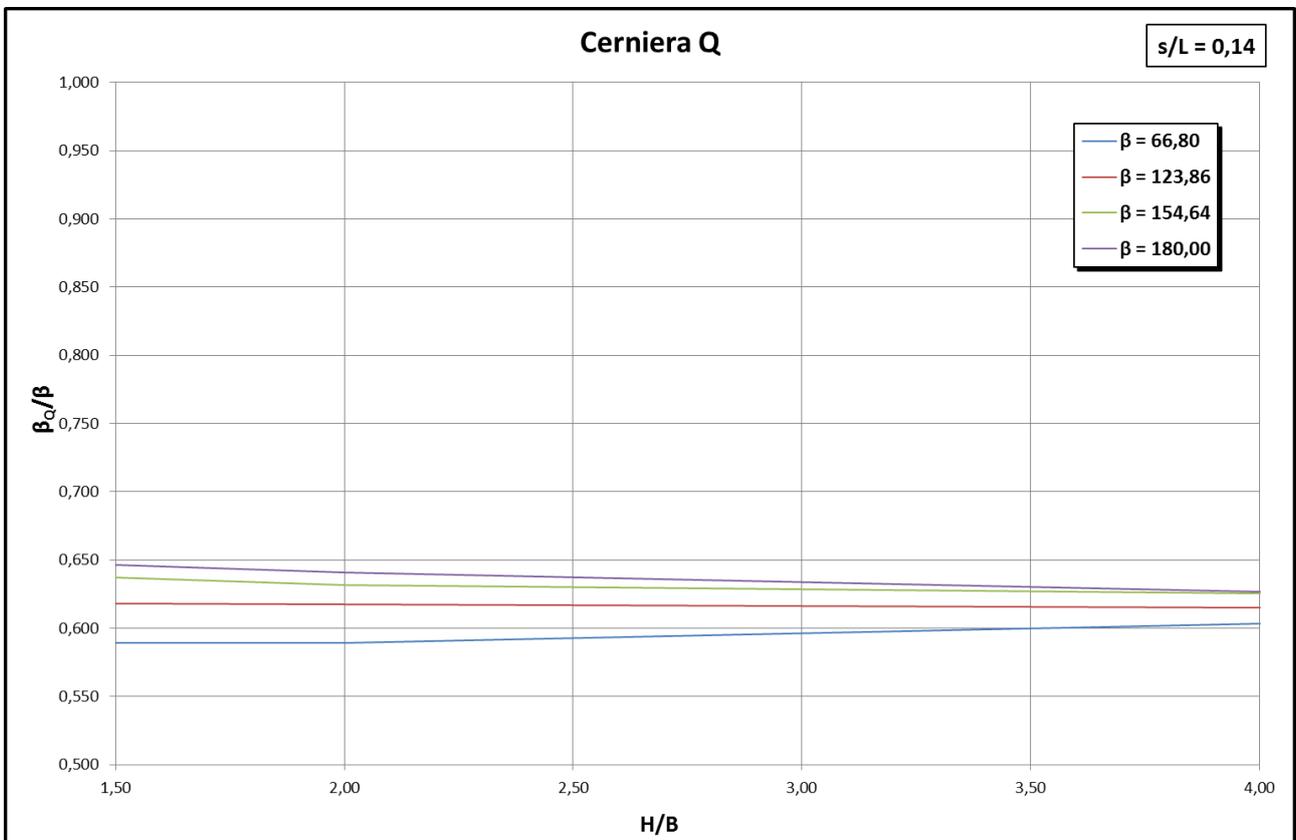


Figura 4.129: andamento della posizione della cerniera Q al variare di H/B , con $s/L=0,14$

Dalla comparazione di questi grafici, si possono fare le seguenti osservazioni:

- la cerniera B, ossia la seconda cerniera a fianco a quella fissa sulla spalla (A), si può ritenere a sua volta fissa; questo può essere dovuto all'influenza che esercita la spalla di sinistra su parte della prima arcata
- la penultima cerniera, a fianco a quella fissa sulla spalla di destra (I per i ponti a 3 campate, Q per i ponti a 5 campate), in genere risulta essere più spostata verso la chiave dell'arco rispetto le cerniere intermedie di destra delle altre arcate
- in linea di massima, le cerniere intermedie di ogni arcata, all'aumentare dello spessore s dell'arco, tendono a spostarsi dal centro verso l'imposta
- all'aumentare del rapporto H/B , ossia all'aumentare della snellezza delle pile, le cerniere hanno la tendenza a spostarsi verso l'imposta dell'arcata, quindi verso il raccordo con le pile stesse.

4.2. ANALISI PARAMETRICHE DI PONTI A 3 CAMPATE

Una volta ricavate le posizioni delle cerniere plastiche nei vari casi parametrici, si inseriscono questi valori nel foglio di calcolo che si avvale del metodo cinematico, assieme ai dati delle caratteristiche geometriche. Si ottengono, così, i valori del moltiplicatore di collasso α .

Si riportano ora i risultati delle analisi, elaborati nei seguenti grafici:

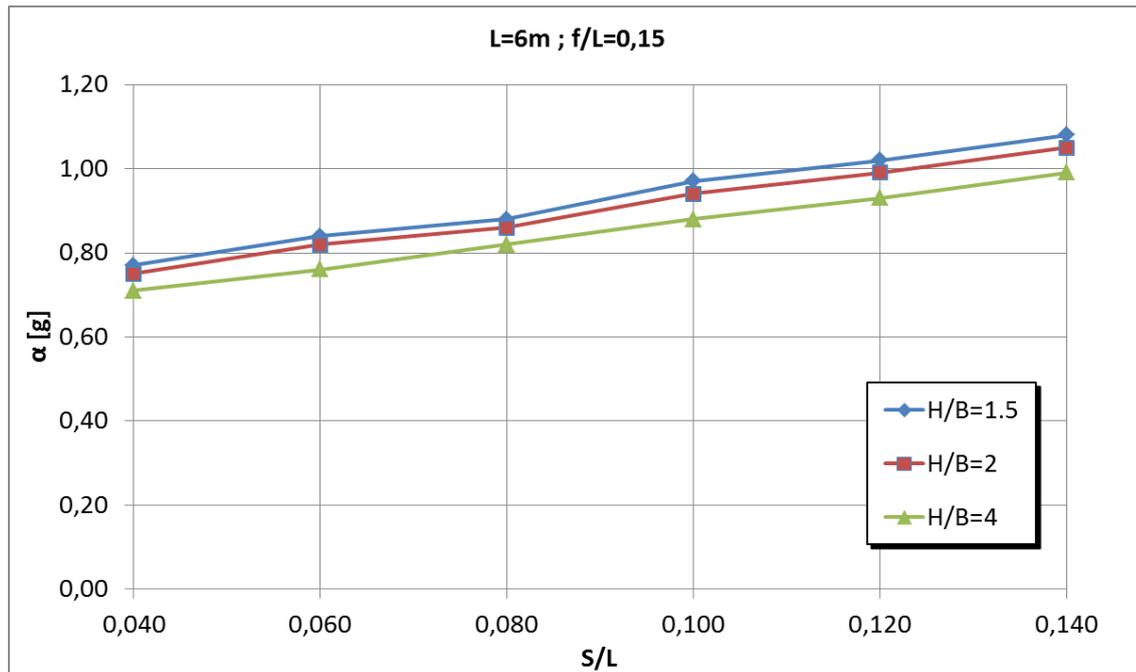


Figura 4.130: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6\text{ m}$, $f/L = 0,15$

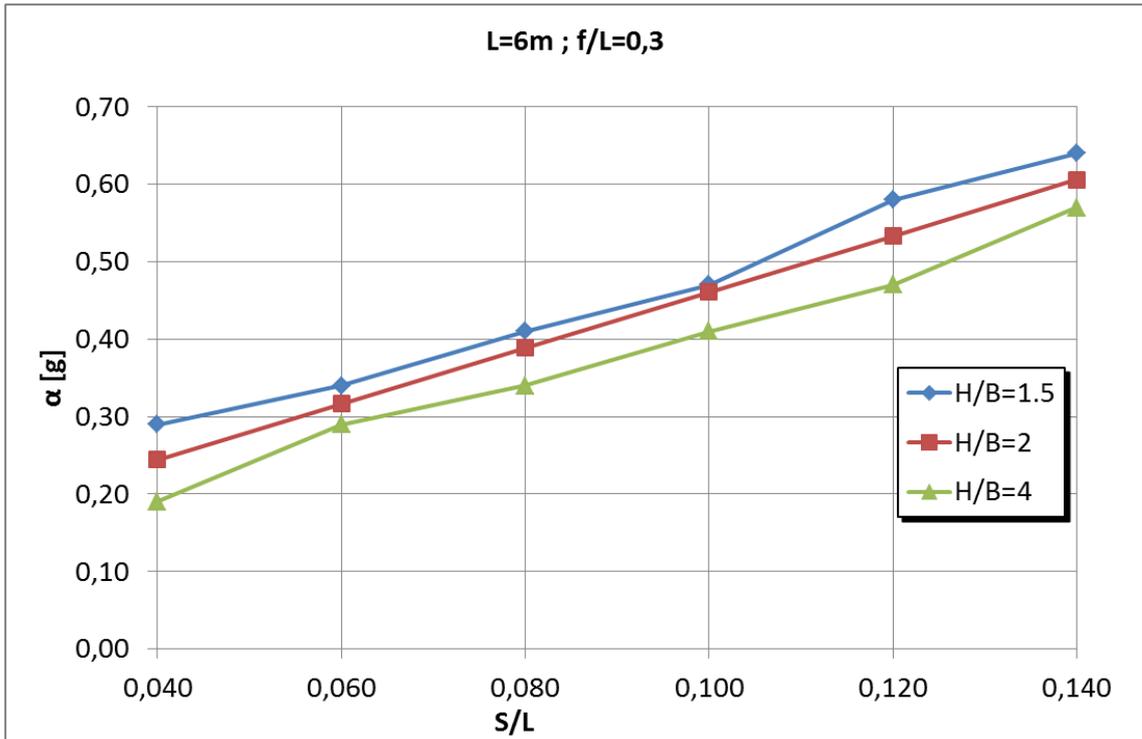


Figura 4.131: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6 m$, $f/L = 0,30$

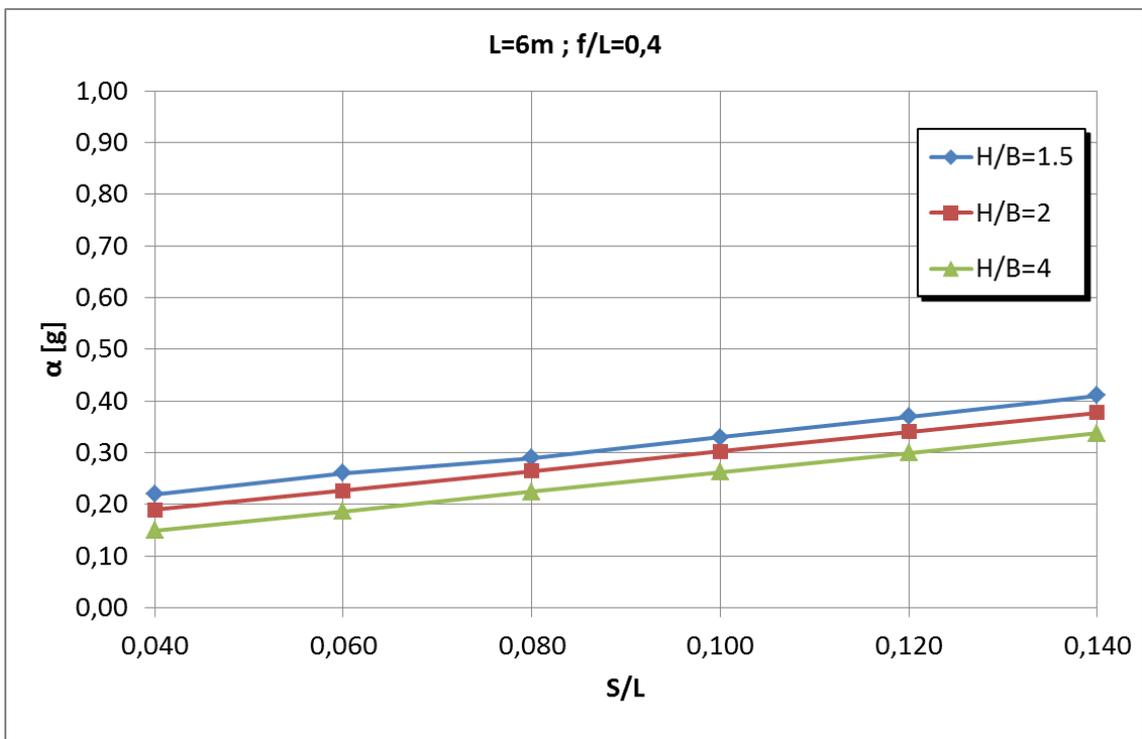


Figura 4.132: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6 m$, $f/L = 0,40$

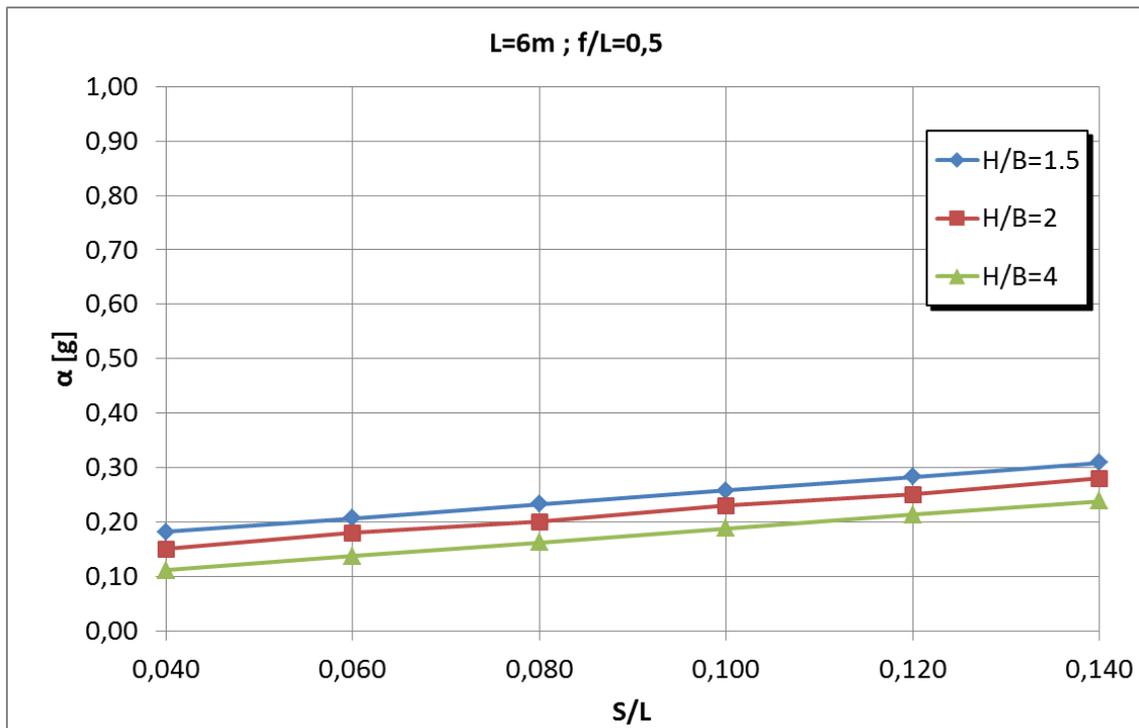


Figura 4.133: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6 \text{ m}$, $f/L = 0,50$

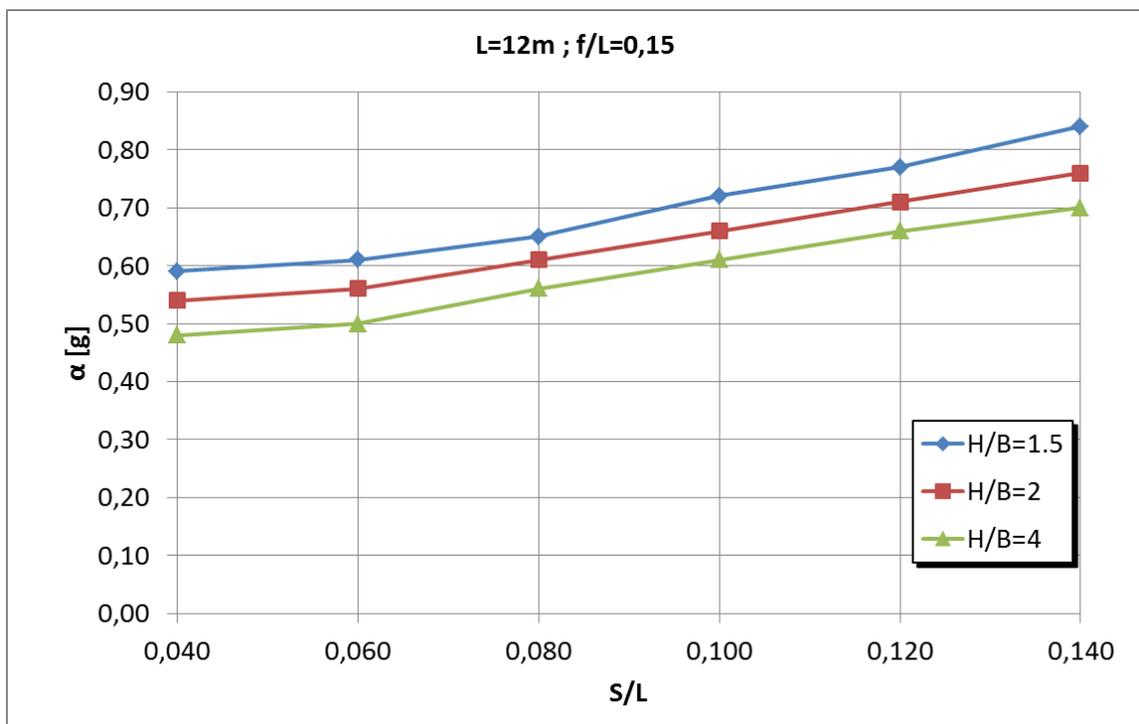


Figura 4.134: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12 \text{ m}$, $f/L = 0,15$

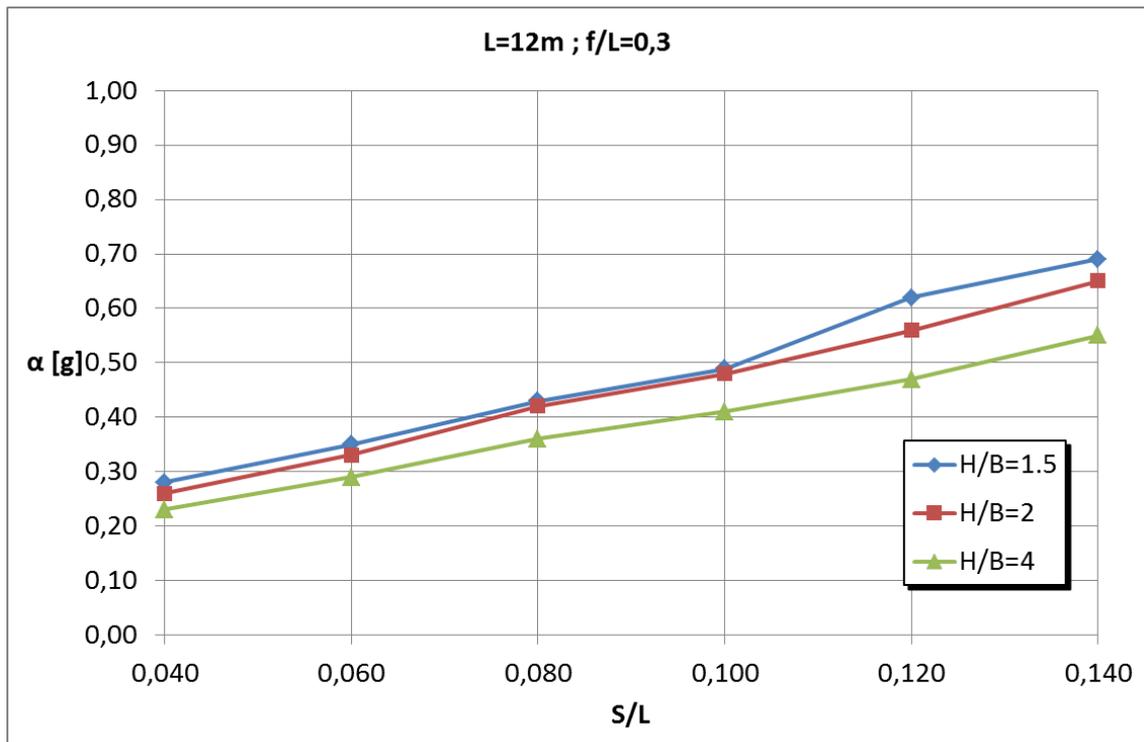


Figura 4.135: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12\text{ m}$, $f/L = 0,30$

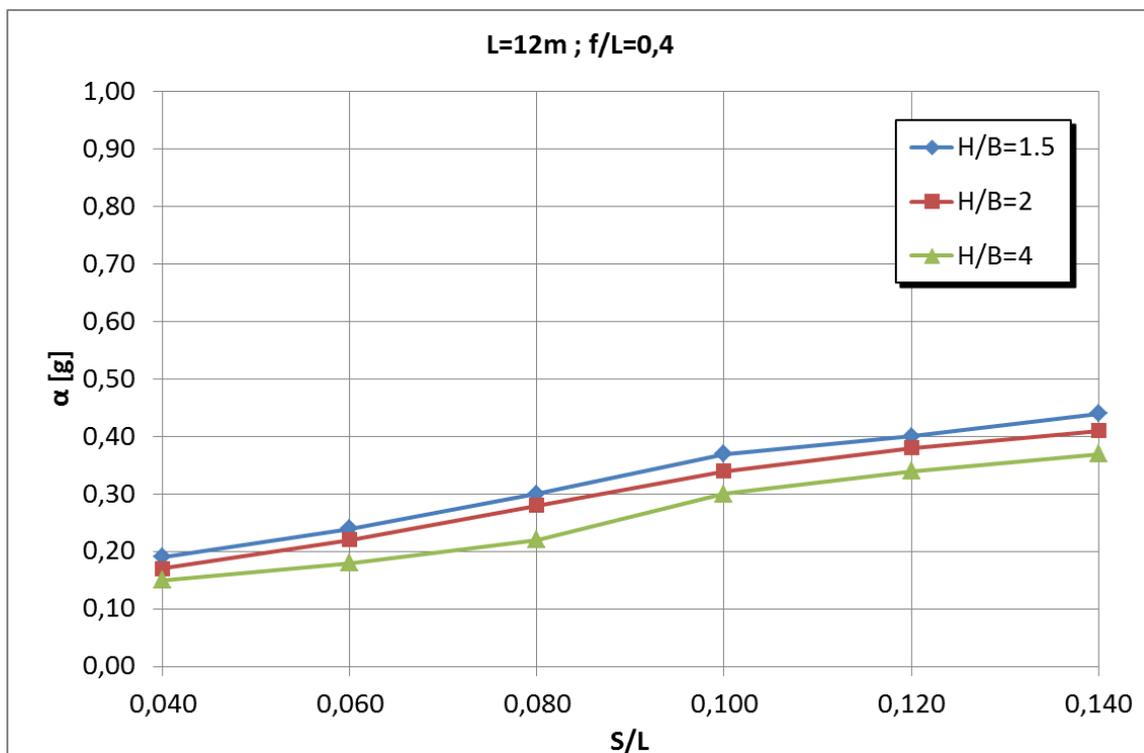


Figura 4.136: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12\text{ m}$, $f/L = 0,40$

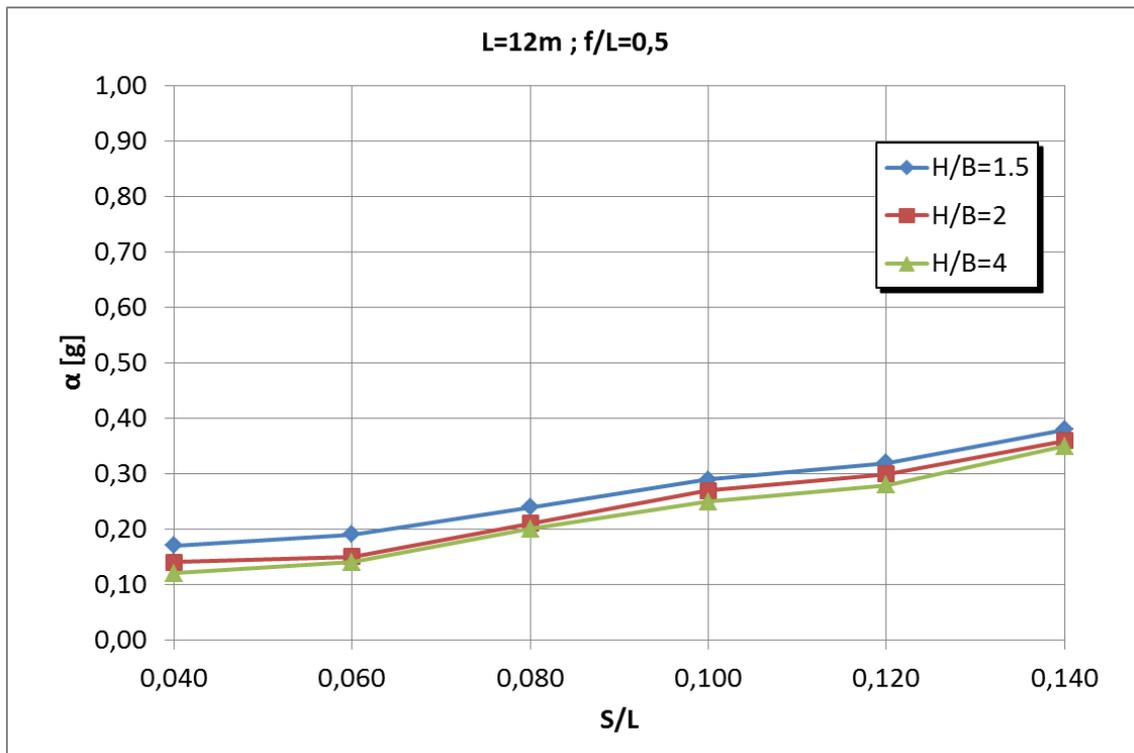


Figura 4.137: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12 m$, $f/L = 0,50$

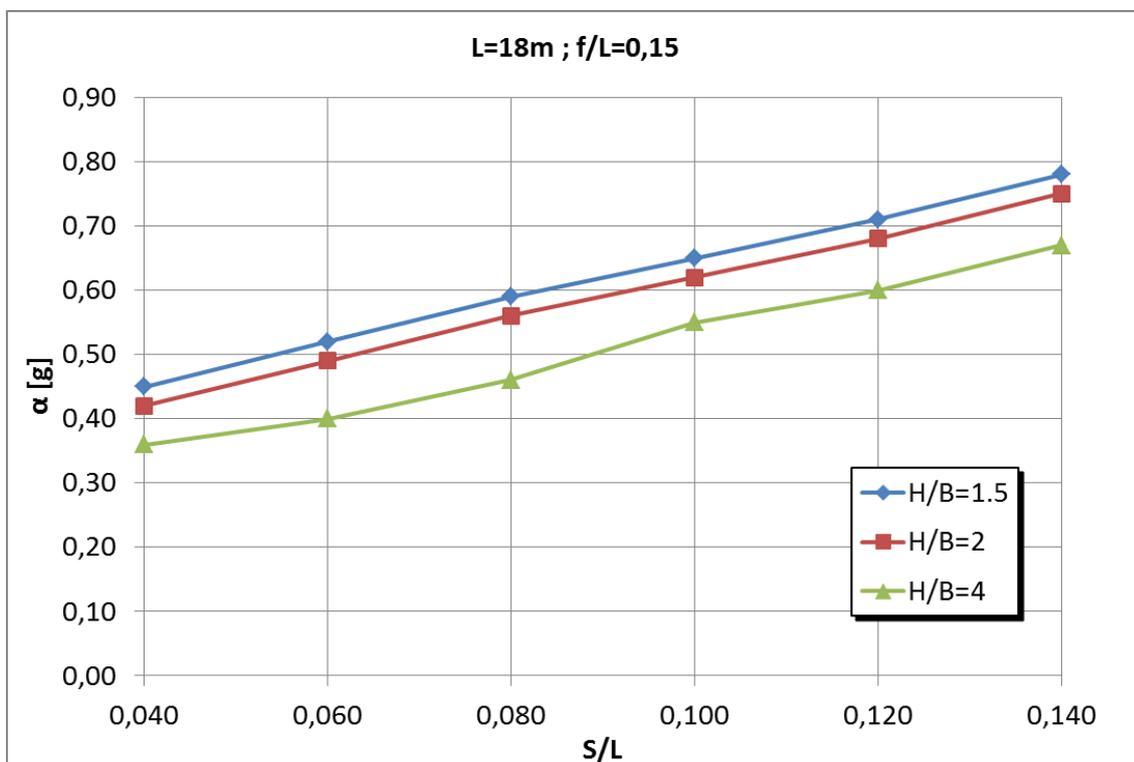


Figura 4.138: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 m$, $f/L = 0,15$

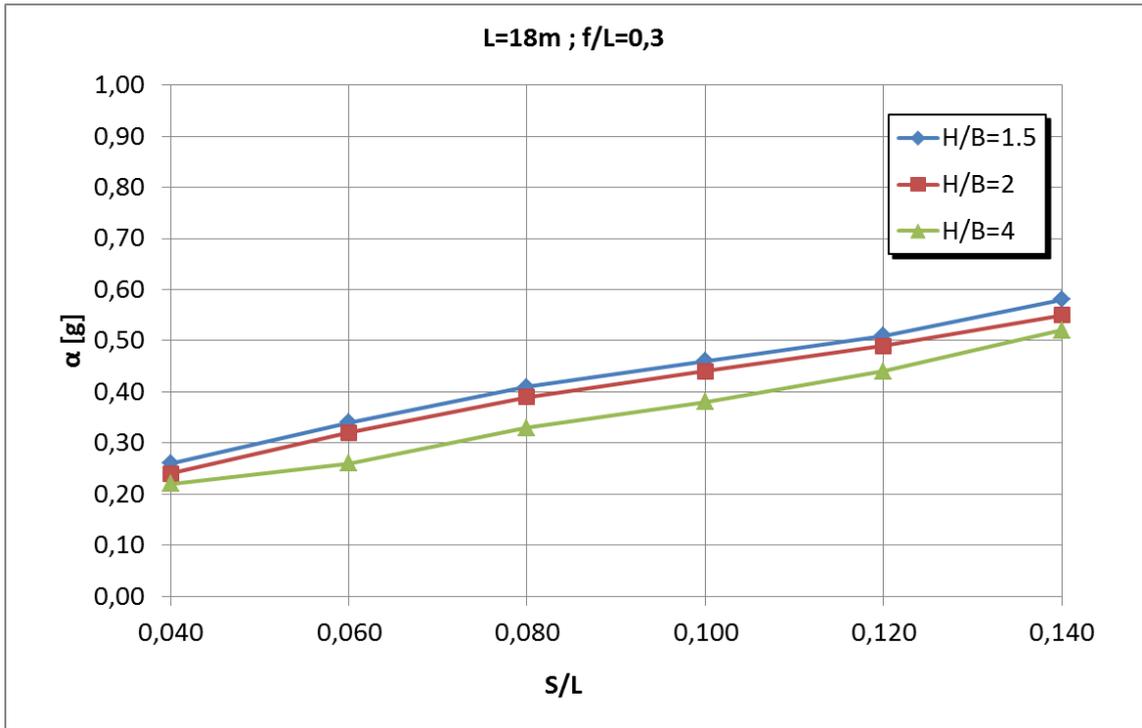


Figura 4.139: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 \text{ m}$, $f/L = 0,30$

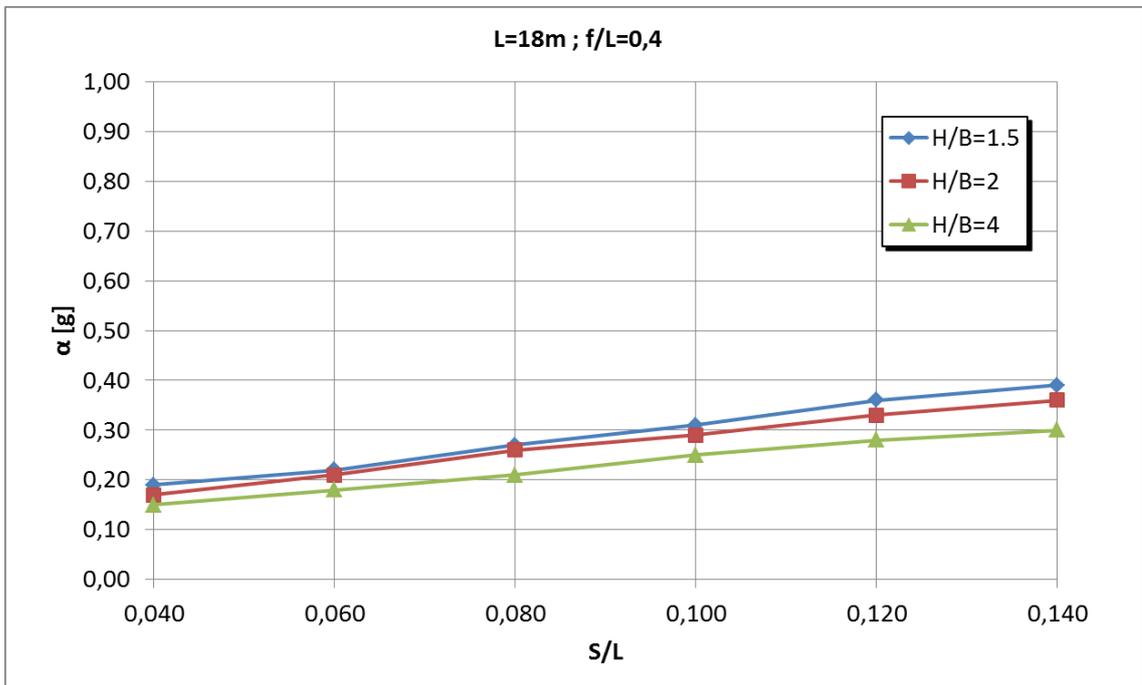


Figura 4.140: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 \text{ m}$, $f/L = 0,40$

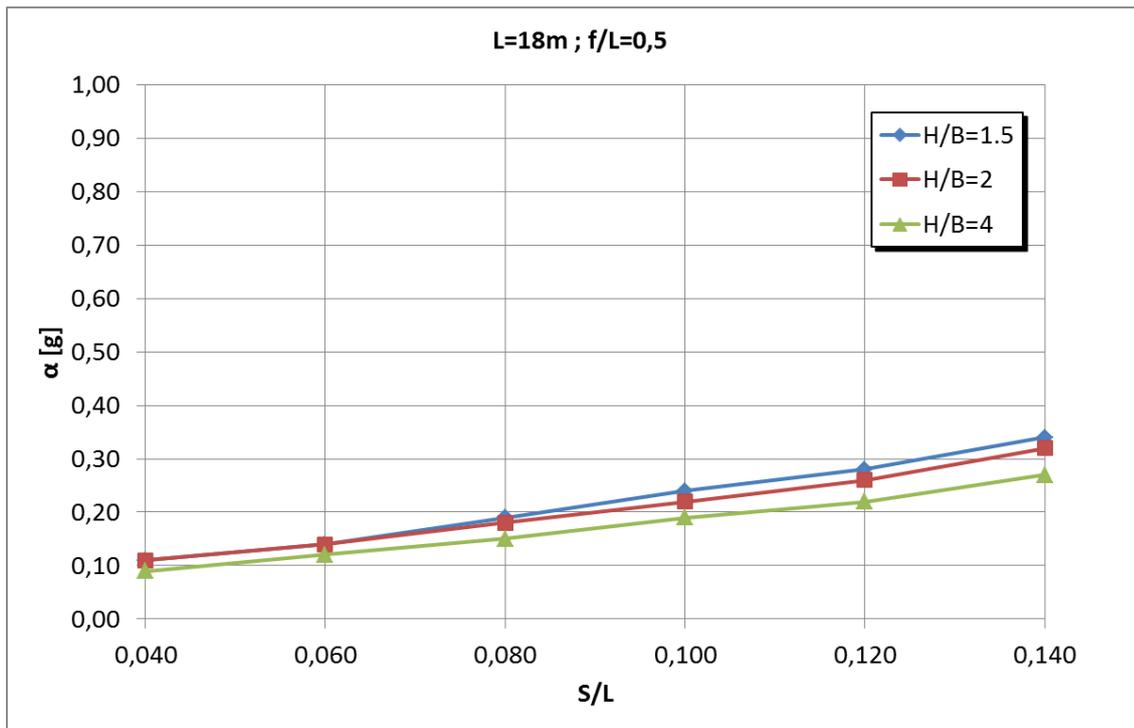


Figura 4.141: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 m$, $f/L = 0,50$

Da questi grafici, si può notare che:

- i ponti ad arco a tutto sesto risultano essere più vulnerabili dei ponti ad arco ribassato
- il moltiplicatore di collasso aumenta all'aumentare del rapporto s/L
- a parità di rapporti f/L , s/L e H/B , il valore del moltiplicatore di collasso diminuisce leggermente all'aumentare della luce L .

Si riportano ora i grafici che riassumono, tramite le curve di isoaccelerazione, i risultati delle analisi al variare dei rapporti f/L , s/L e H/B .

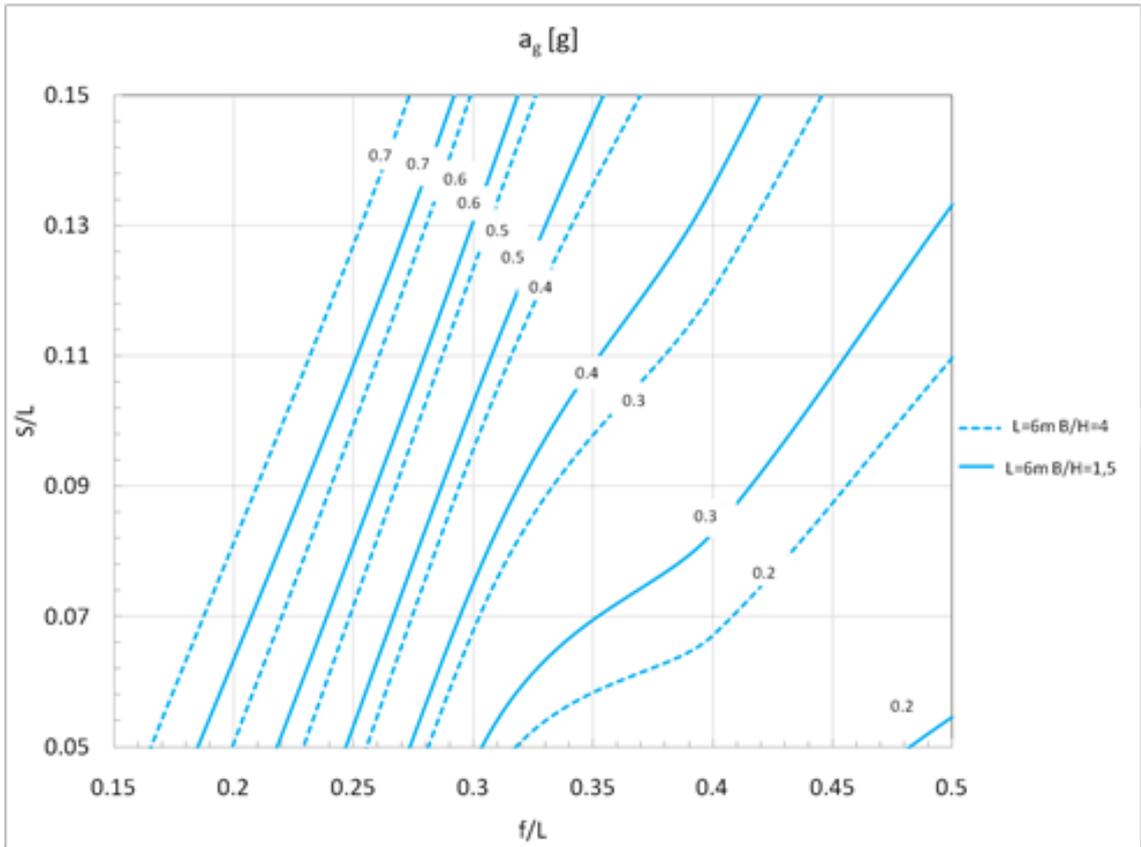


Figura 4.142: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 6$ m

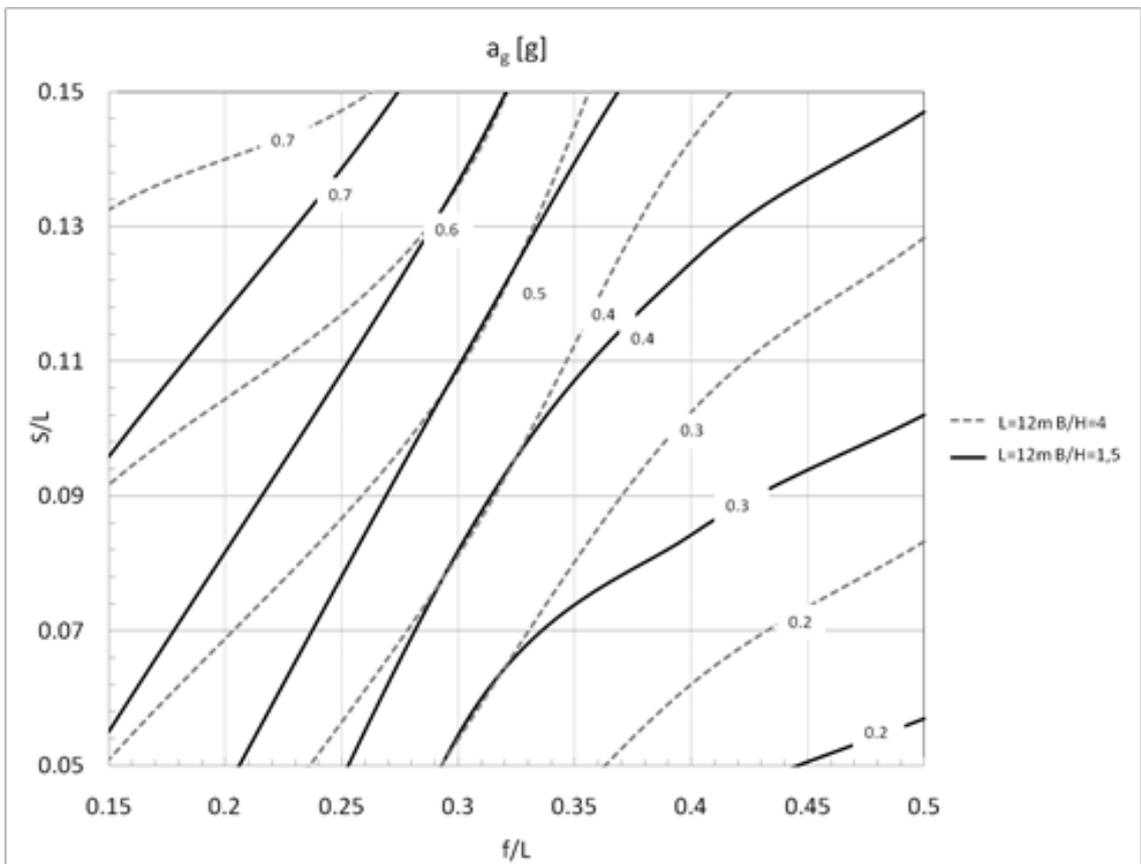


Figura 4.143: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 12$ m

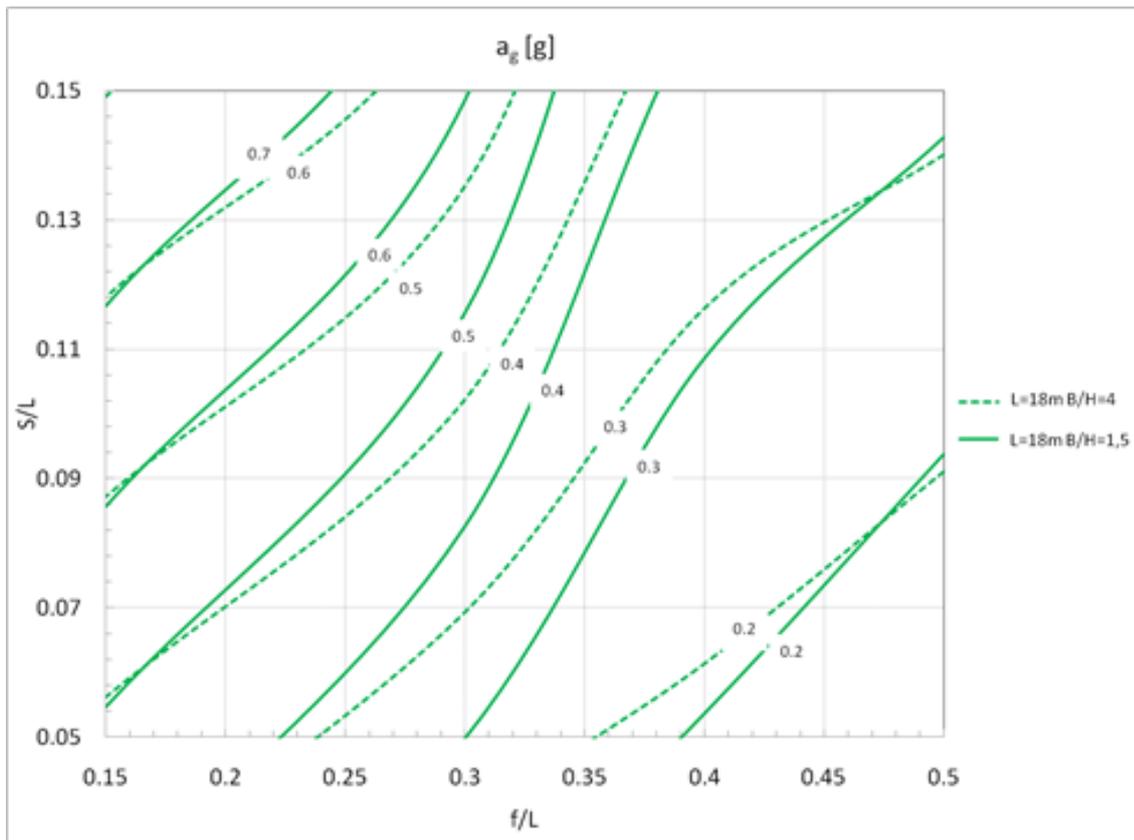


Figura 4.144: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 18$ m

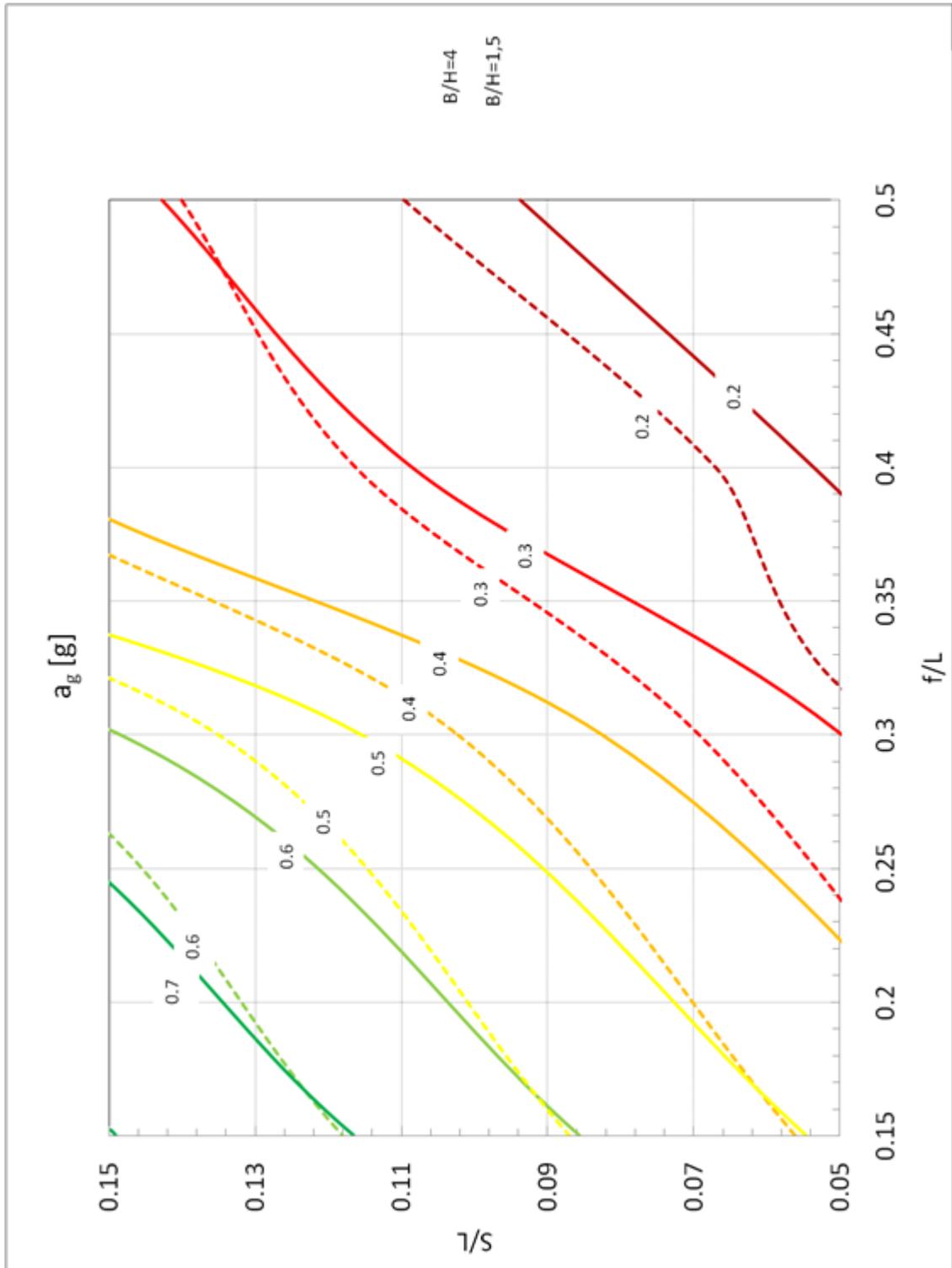


Figura 4.145: Curve di isoaccelerazione, involuppo della minima PGA resistente ottenuta dalle analisi parametriche

4.3. ANALISI PARAMETRICHE DI PONTI A 5 CAMPATE

Con un procedimento analogo a quello svolto per i ponti a 3 campate, si sono effettuate le analisi parametriche per i ponti a 5 campate. Si ottengono i valori del moltiplicatore di collasso α , che vengono riportati nei seguenti grafici:

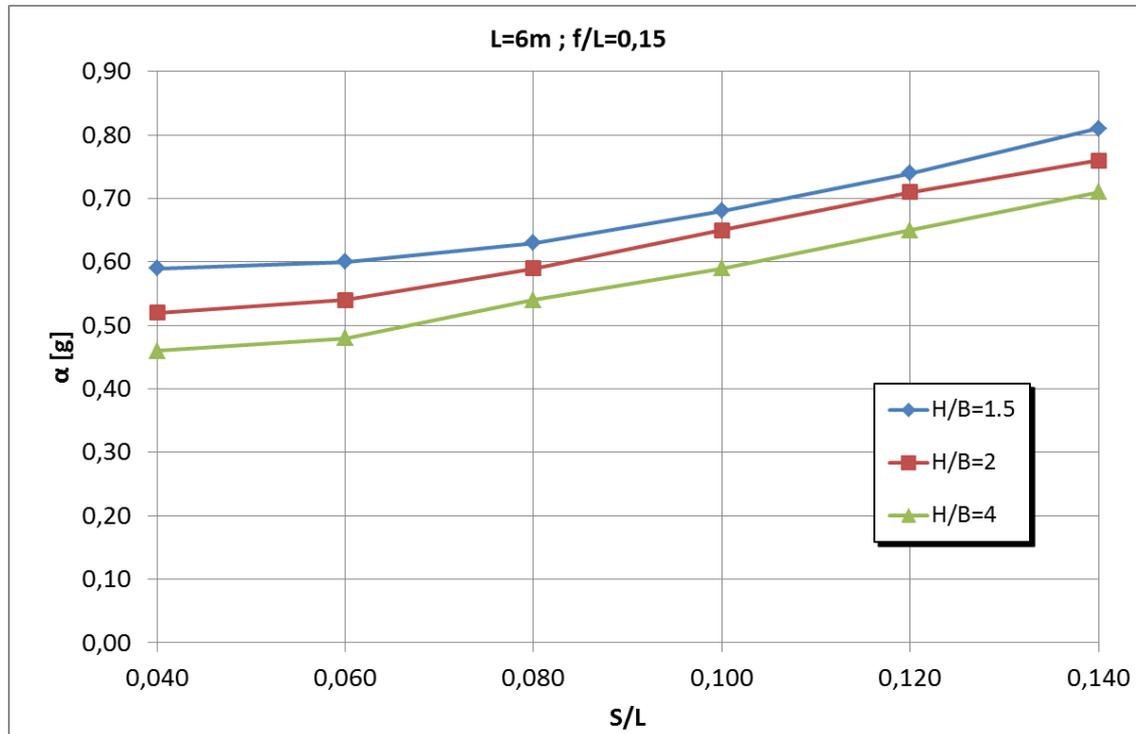


Figura 4.146: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6\text{ m}$, $f/L = 0,15$

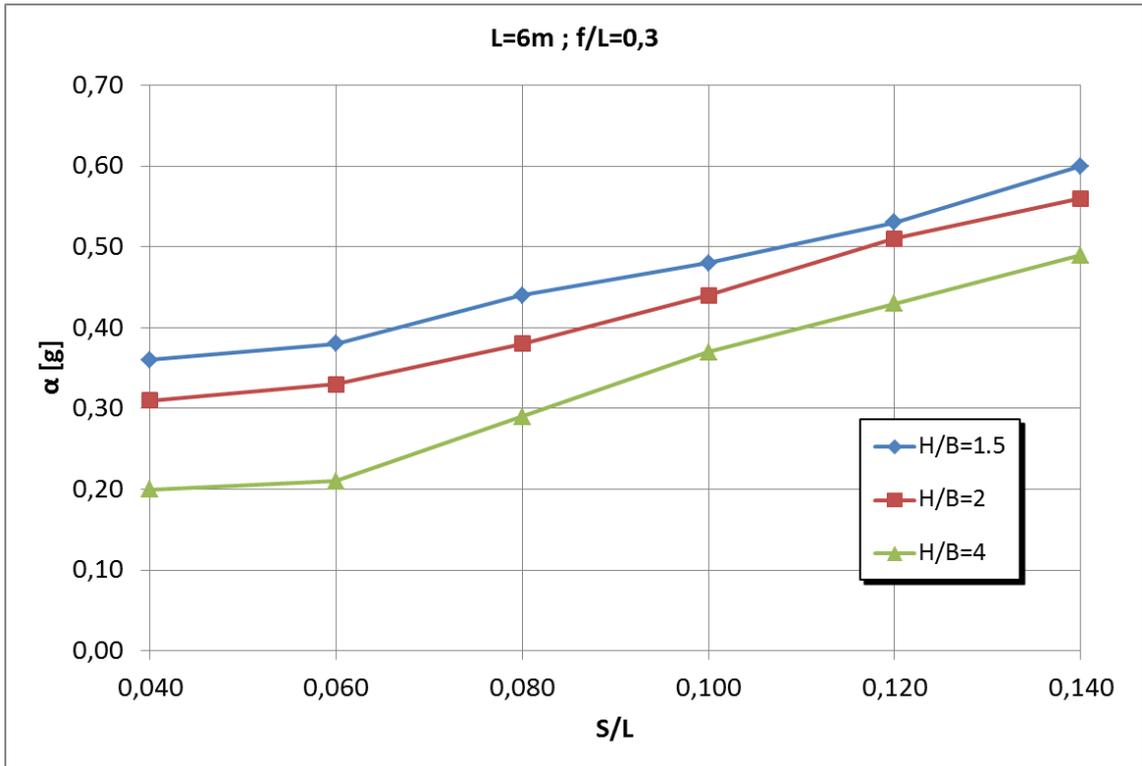


Figura 4.147: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6 \text{ m}$, $f/L = 0,30$

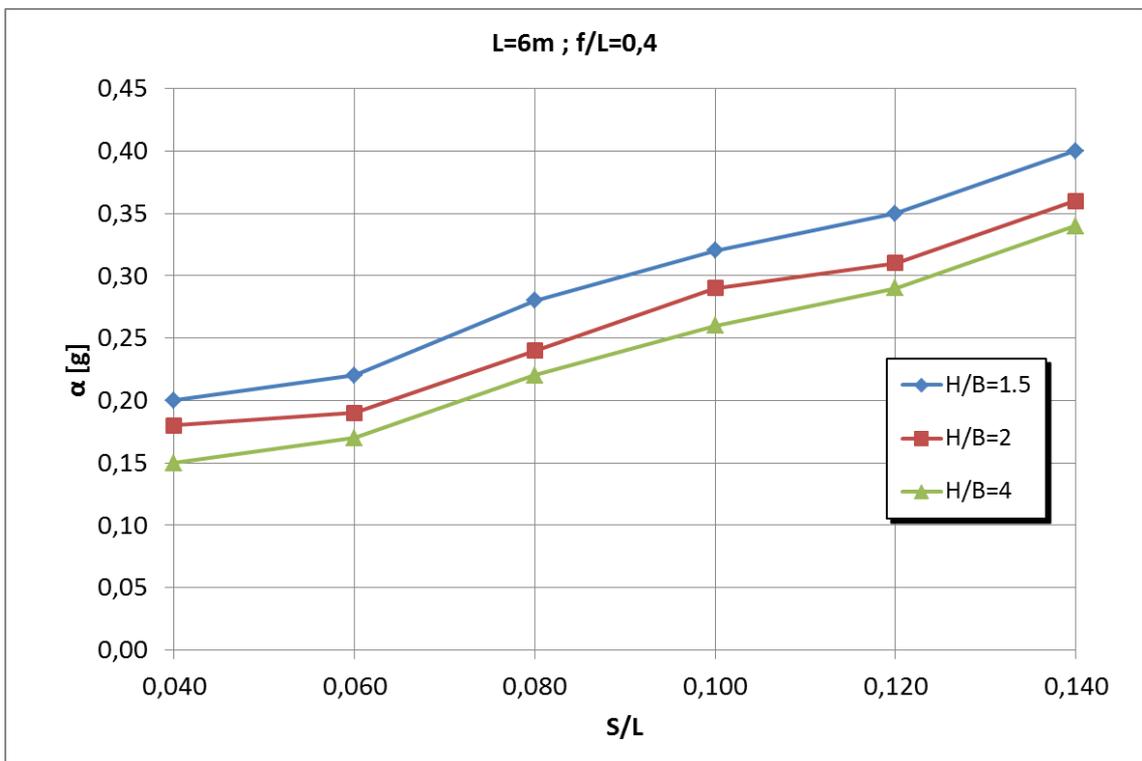


Figura 4.148: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6 \text{ m}$, $f/L = 0,40$

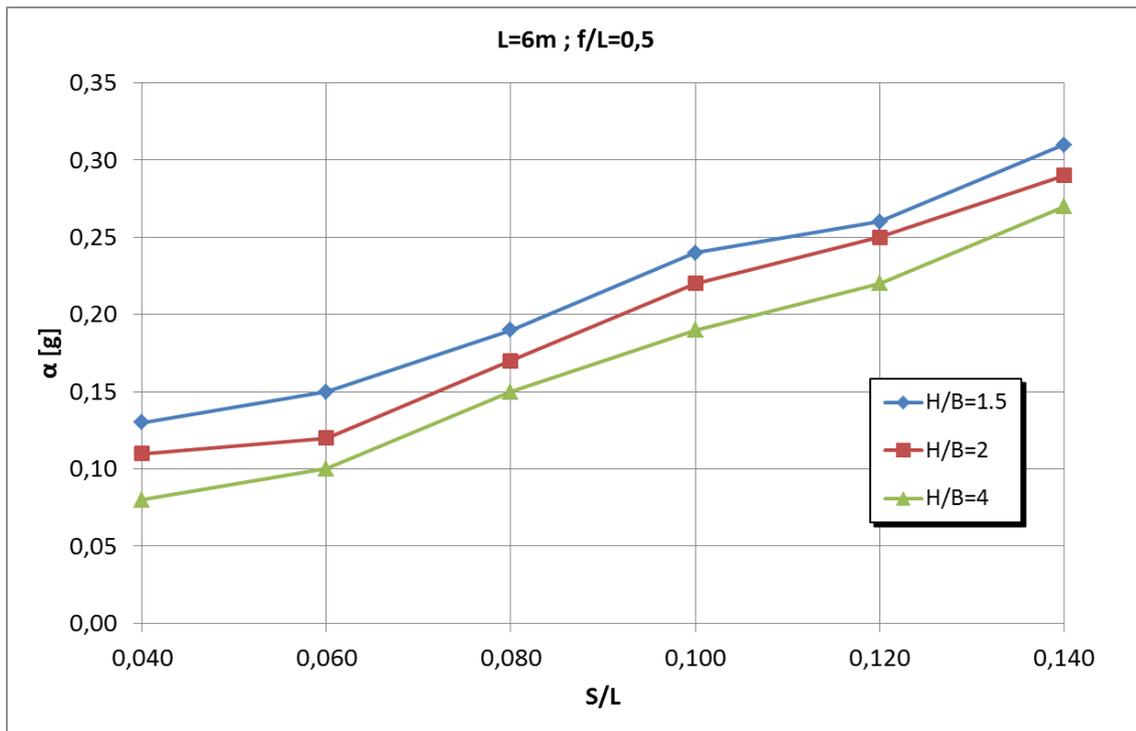


Figura 4.149: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 6 \text{ m}$, $f/L = 0,50$

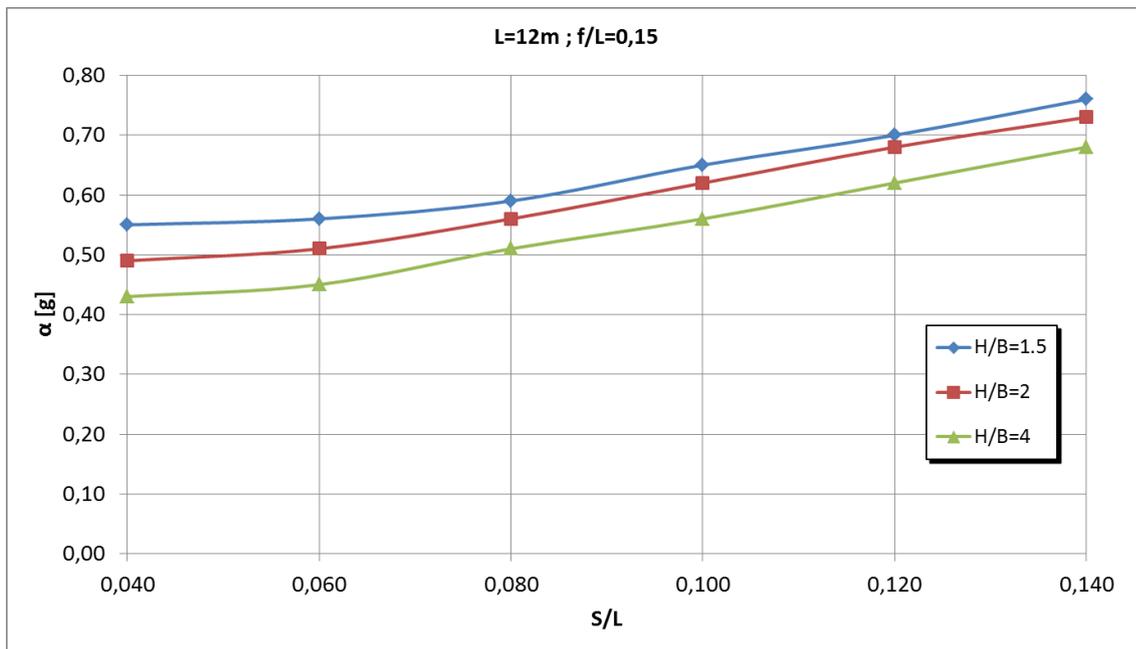


Figura 4.150: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12 \text{ m}$, $f/L = 0,15$

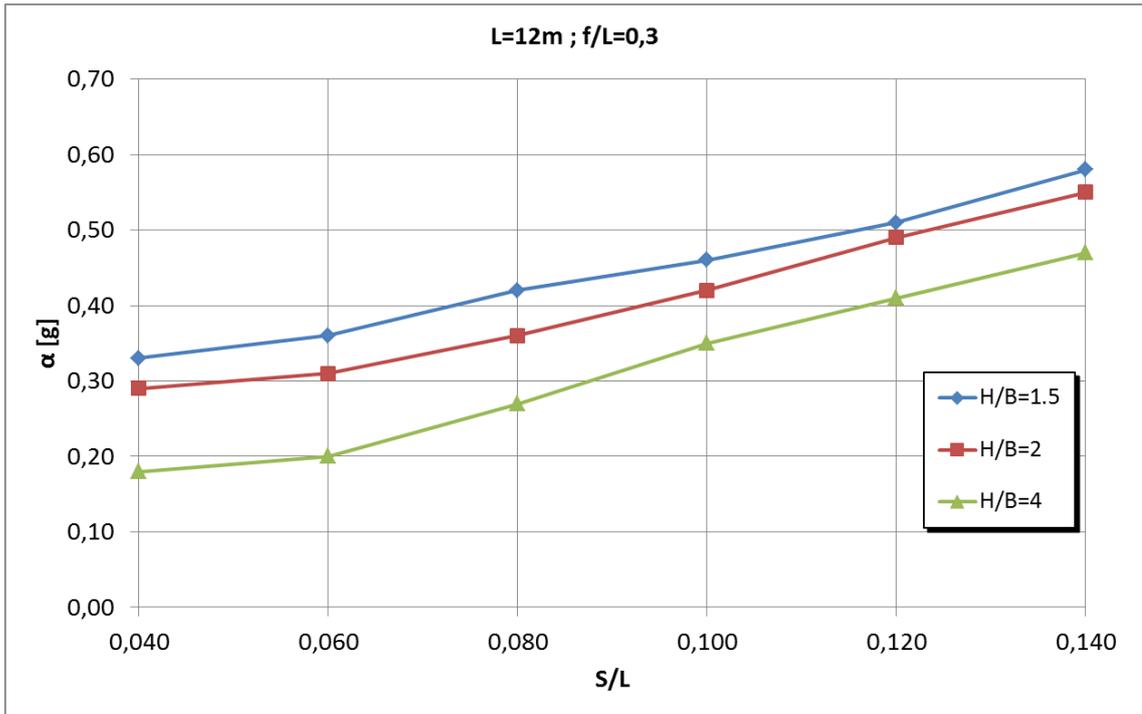


Figura 4.151: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12 \text{ m}$, $f/L = 0,30$

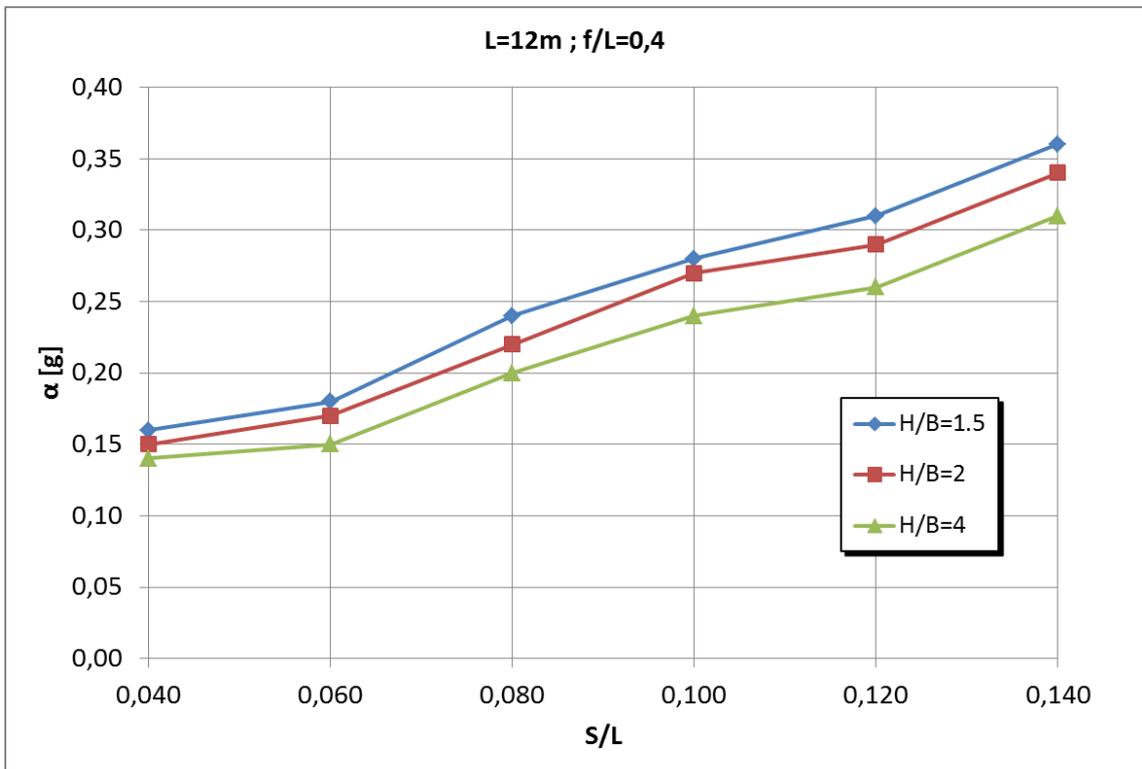


Figura 4.152: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12 \text{ m}$, $f/L = 0,40$

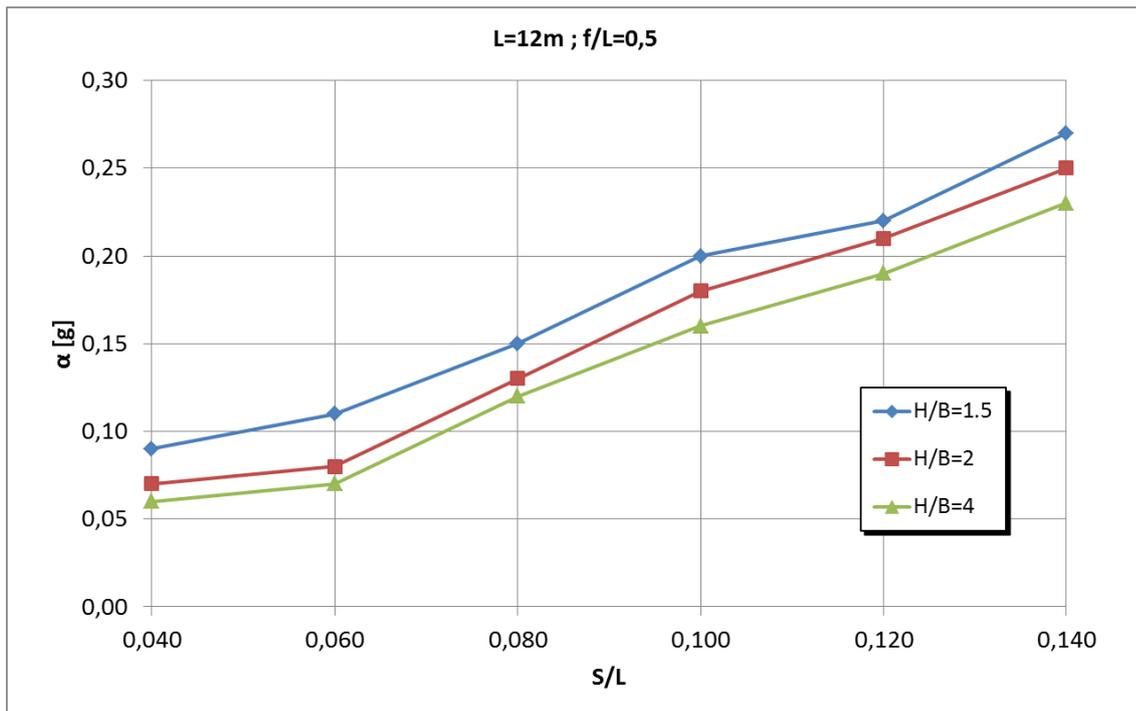


Figura 4.153: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 12 \text{ m}$, $f/L = 0,50$

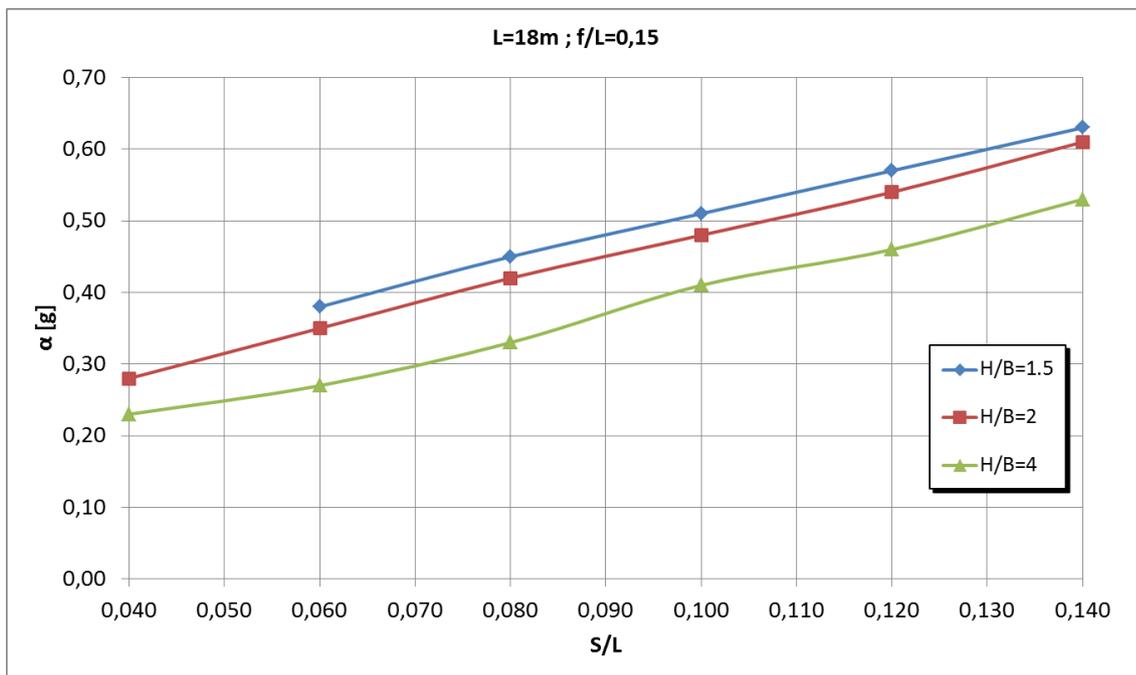


Figura 4.154: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 \text{ m}$, $f/L = 0,15$

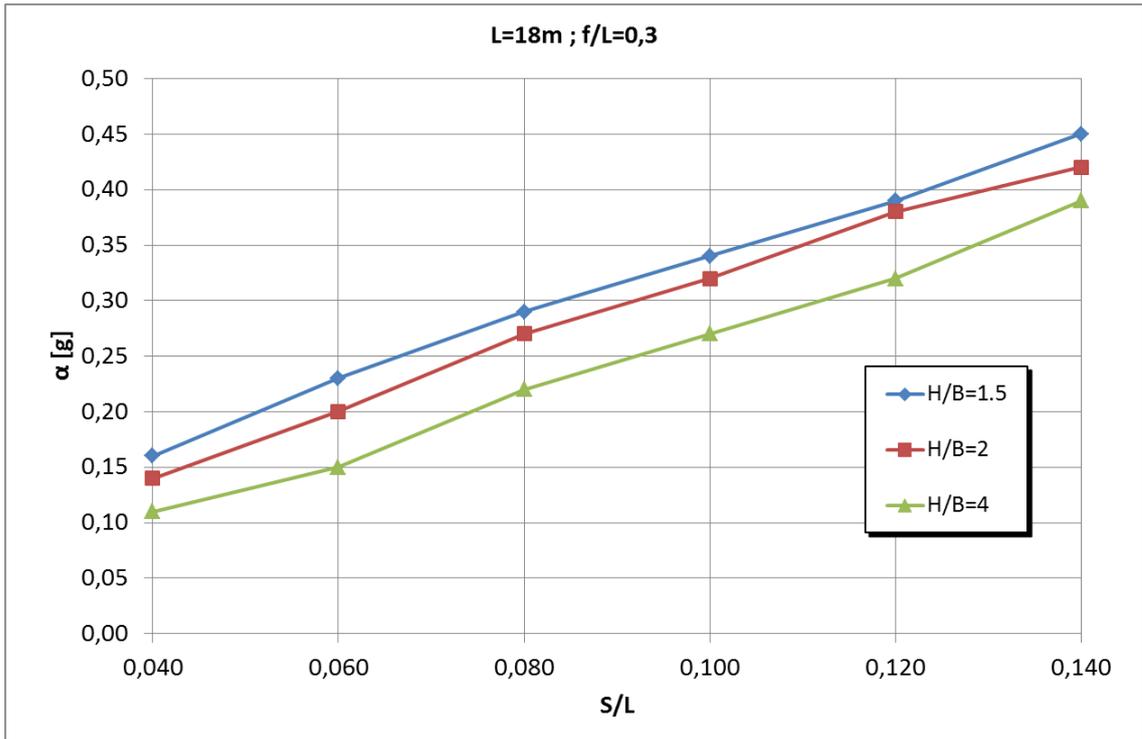


Figura 4.155: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 \text{ m}$, $f/L = 0,30$

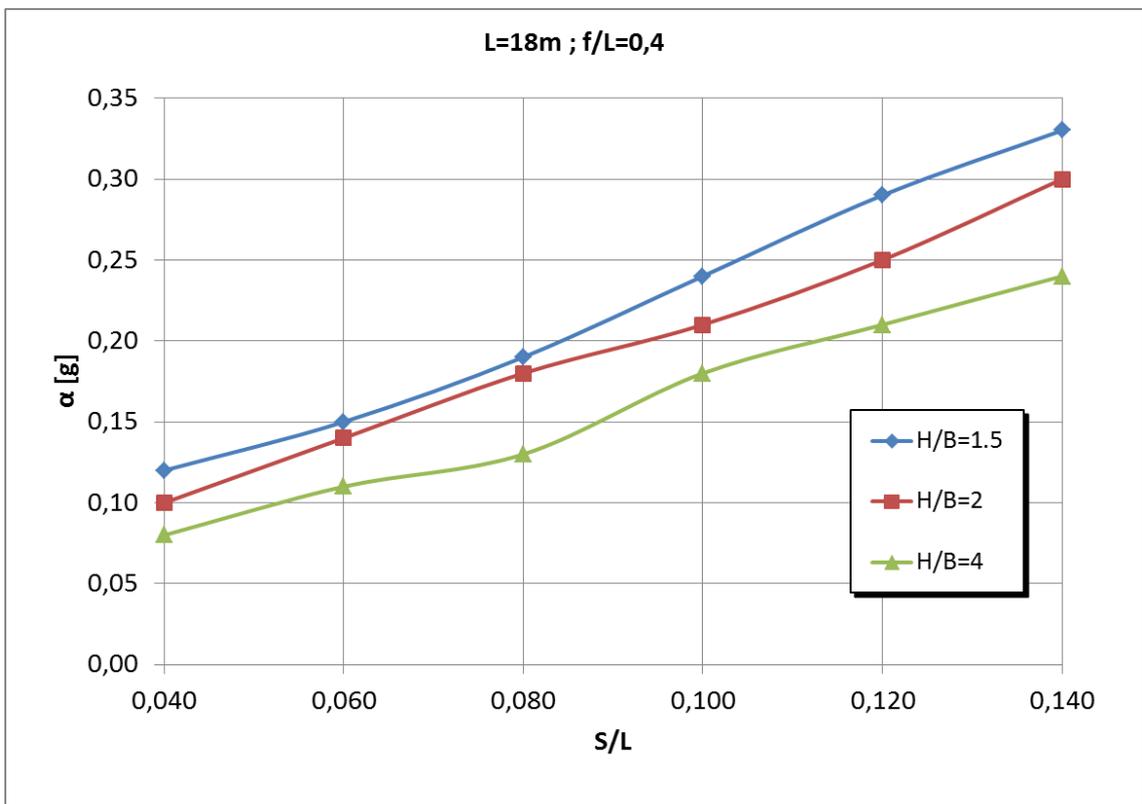


Figura 4.156: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 \text{ m}$, $f/L = 0,40$

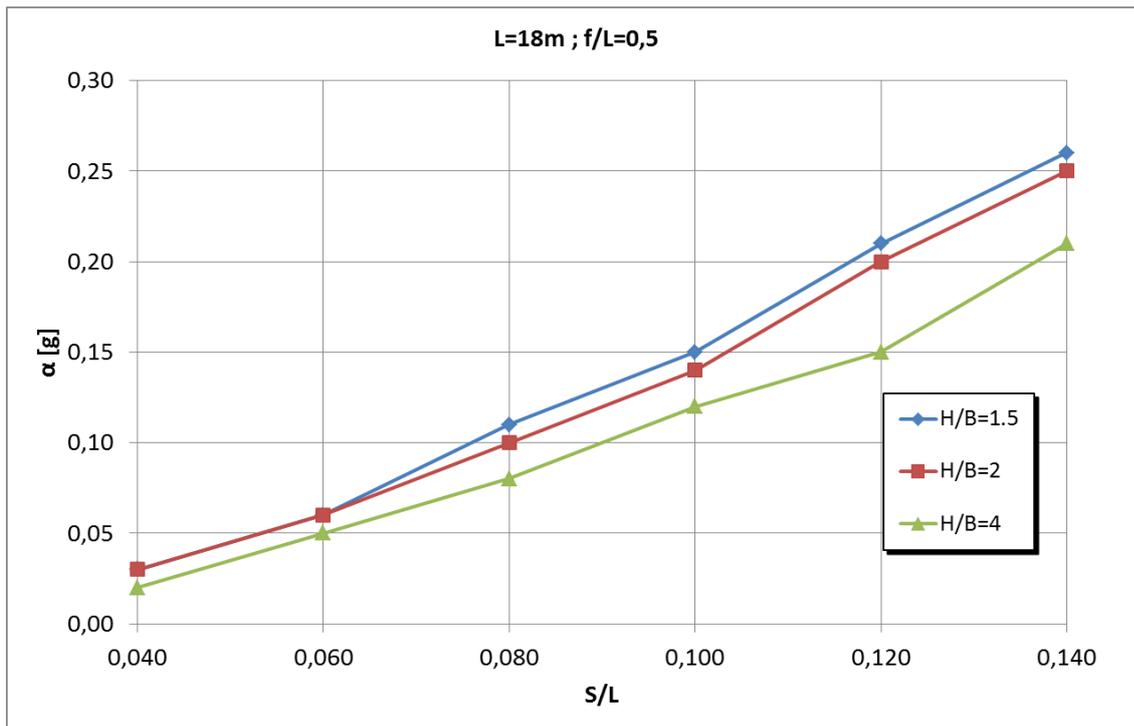


Figura 4.157: Valori del moltiplicatore di collasso α al variare del rapporto s/L per $L = 18 m$, $f/L = 0,50$

Da questi grafici, si può notare che:

- i ponti ad arco a tutto sesto risultano essere più vulnerabili dei ponti ad arco ribassato
- il moltiplicatore di collasso aumenta all'aumentare del rapporto s/L
- a parità di rapporti f/L , s/L e H/B , il valore del moltiplicatore di collasso diminuisce leggermente all'aumentare della luce L .

Si riportano ora i grafici che riassumono, tramite le curve di isoaccelerazione, i risultati delle analisi al variare dei rapporti f/L , s/L e H/B .

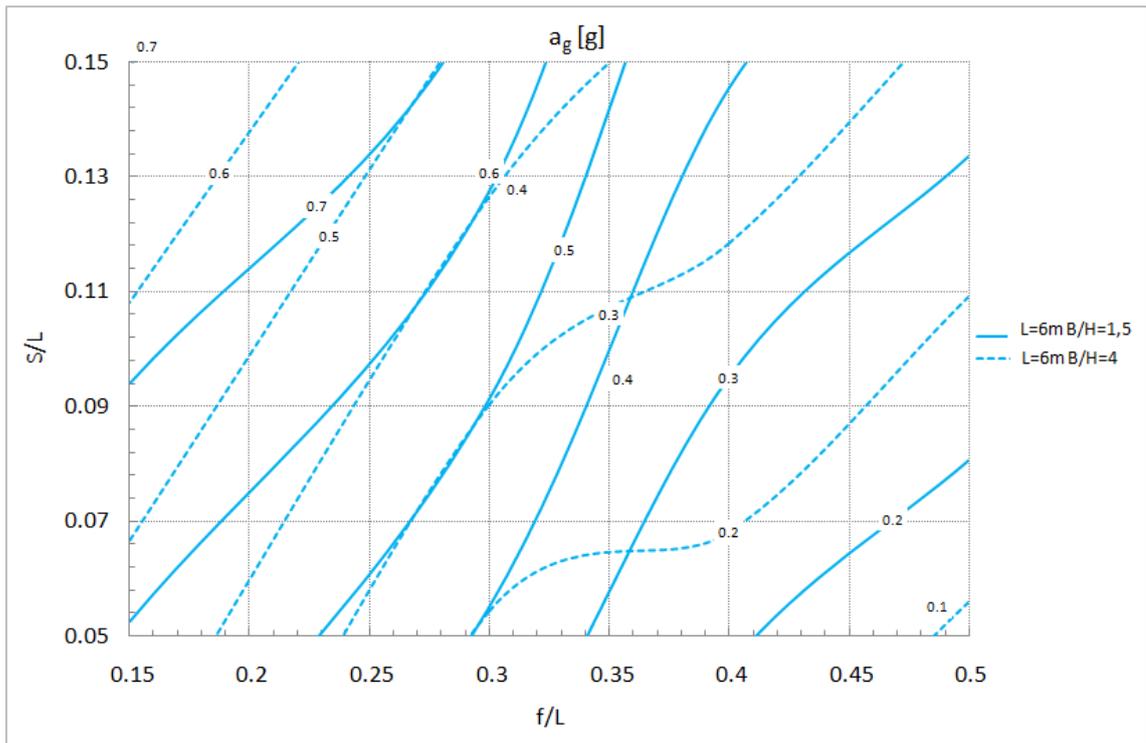


Figura 4.158: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 6$ m

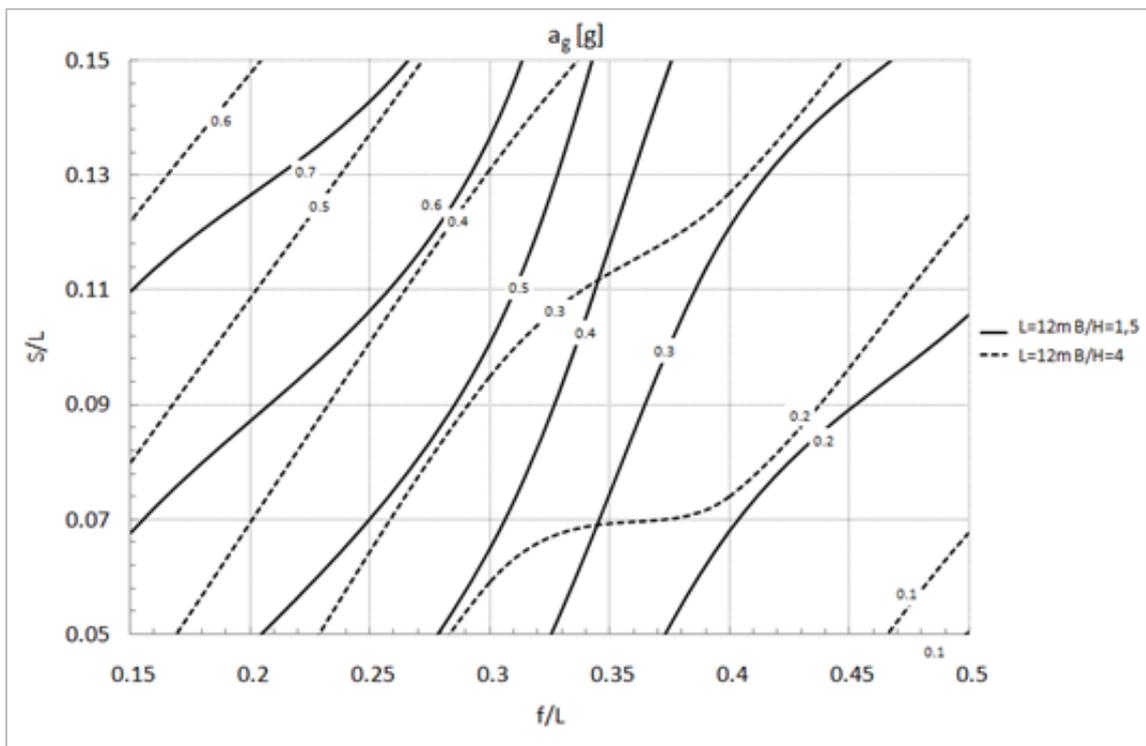


Figura 4.159: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 12$ m

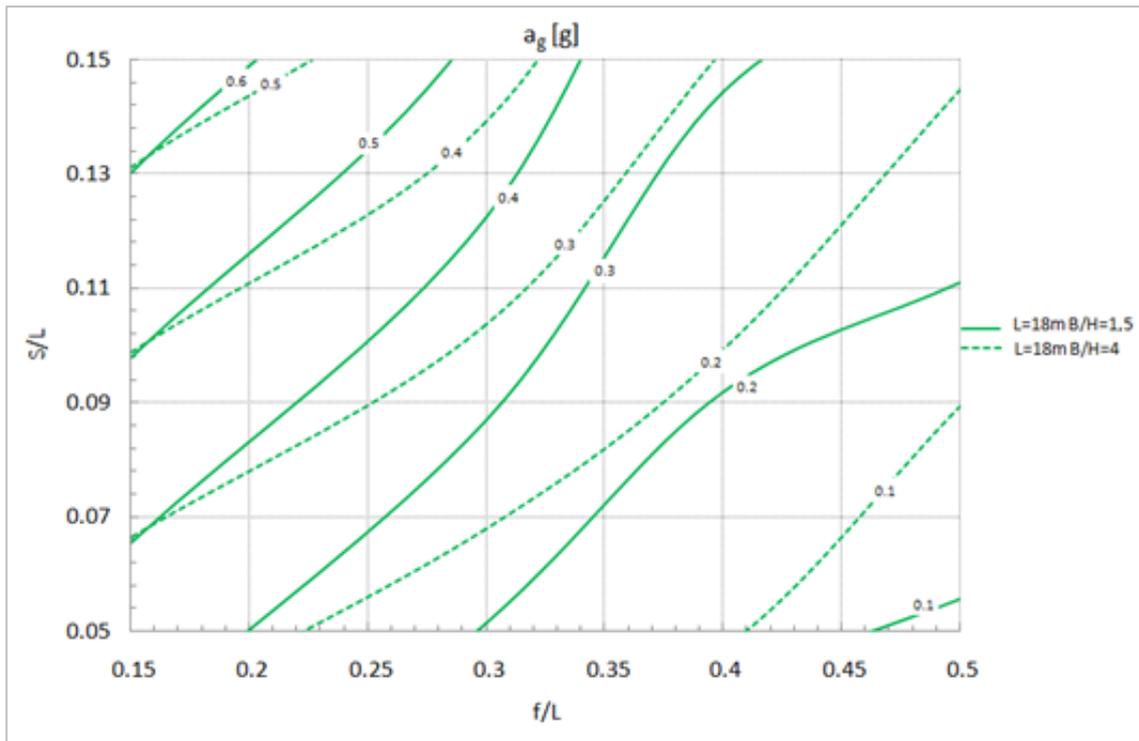


Figura 4.160: Curve di isoaccelerazione PGA resistenti per ponti di luce $L = 18\text{ m}$

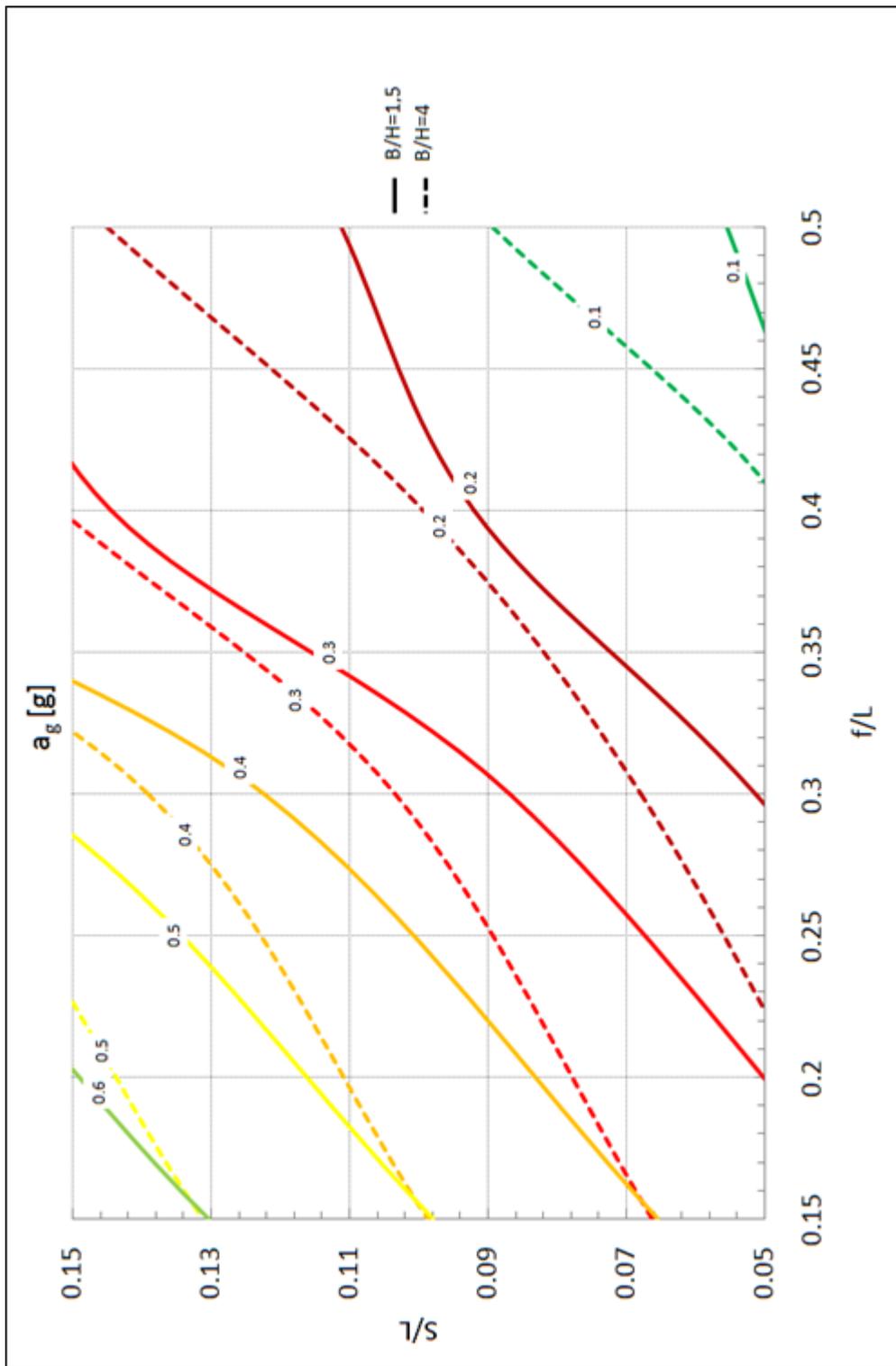


Figura 4.161: Curve di isoaccelerazione, involuppo della minima PGA resistente ottenuta dalle analisi parametriche

4.4. ANALISI PARAMETRICHE DI PONTI AD UNA CAMPATA CON SPALLE “ALTE” CON LUCE COMPRESA TRA 3 E 6 METRI

Lo studio della vulnerabilità sismica dei ponti a spalle “alte” è stato condotto attraverso l’ausilio del metodo cinematico.

In questa implementazione si è considerata anche la presenza del terreno in ben due fasi diverse:

- *Prima fase*: nel caso di spostamenti nulli o molto piccoli, si ha la spinta a riposo;
- *Seconda fase*: nel caso di spostamenti elevati ($\Delta u > 0,005H$), si ha la trasformazione delle spinte a riposo in passive o attive con l’aggiunta delle spinte dinamiche calcolate con il metodo di Mononobe-Okabe.

Con tale metodo si prevede la formazione di due cerniere sull’arco (B e C) e due alla base delle spalle (A e D).

Le forze utilizzate in tali analisi sono:

- Peso proprio della struttura;
- Azione sismica;
- Spinte del terreno;
- Incremento dinamico della spinta del terreno.

In particolare sono stati analizzati ponti con le seguenti caratteristiche geometriche:

$L [m]$	$f [m]$	f/L	s/L	$S' [m]$	h/S'
3,00	1,50	0,50	0,08 - 0,10 - 0,12 - 0,14	1,40	2,5 - 3 - 4 - 6
4,00	2,00	0,50		1,60	
5,00	2,50	0,50		2,00	
6,00	3,00	0,50		2,40	

Dove con S' si intende la larghezza della spalla, essa è difficilmente desumibile da rilievi geometrici, ma tale valore può essere stimato dalle formule precedentemente illustrate in funzione di s (spessore dell’arco $S' \approx 3s$) e L .

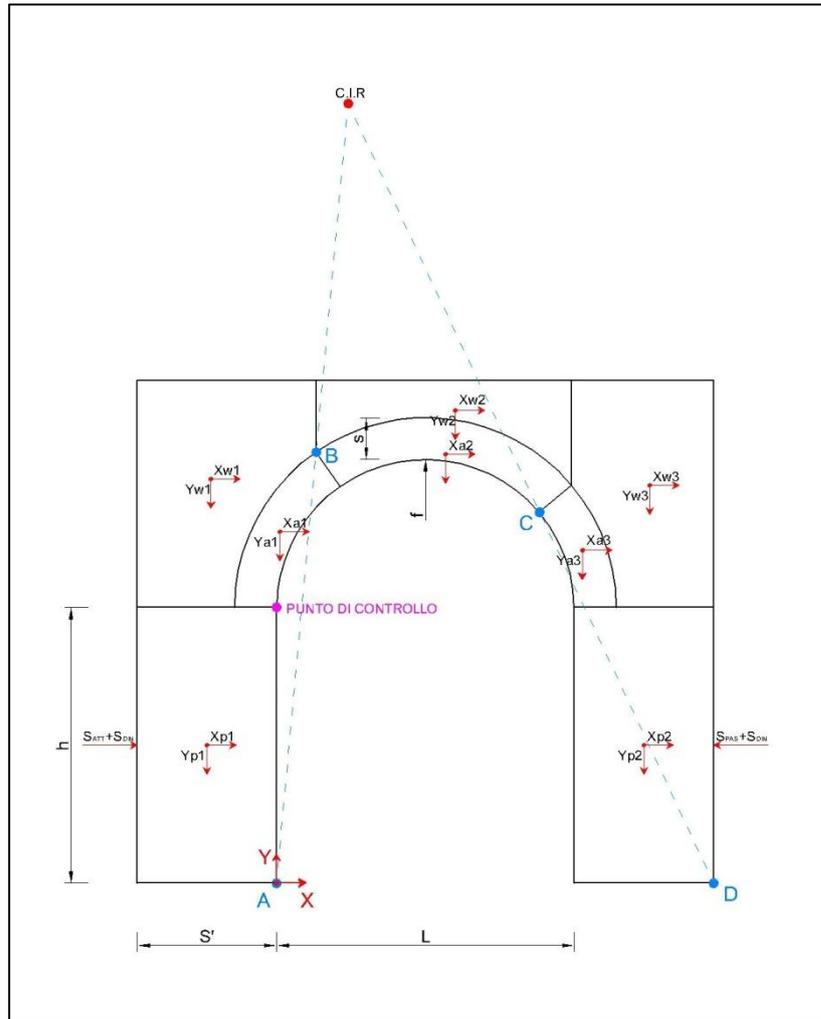


Figura 4.162: Schema delle spinte del modello cinematico

Nel caso di tali analisi si considera un terreno di tipo C, definito nel seguente modo:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).”

I risultati delle analisi sono riassunti nei seguenti grafici:

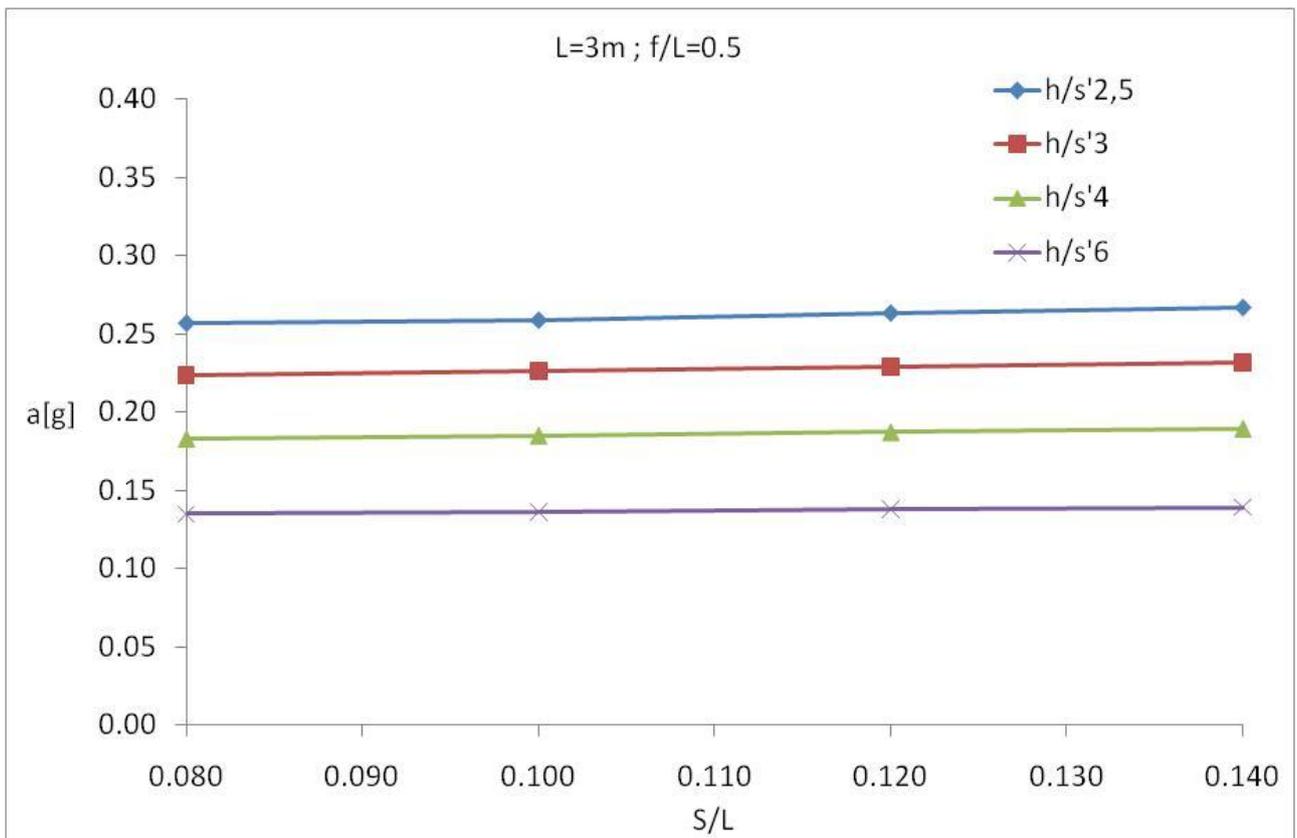


Figura 4.163: Risultati $L = 3m$; $f/L = 0,5$

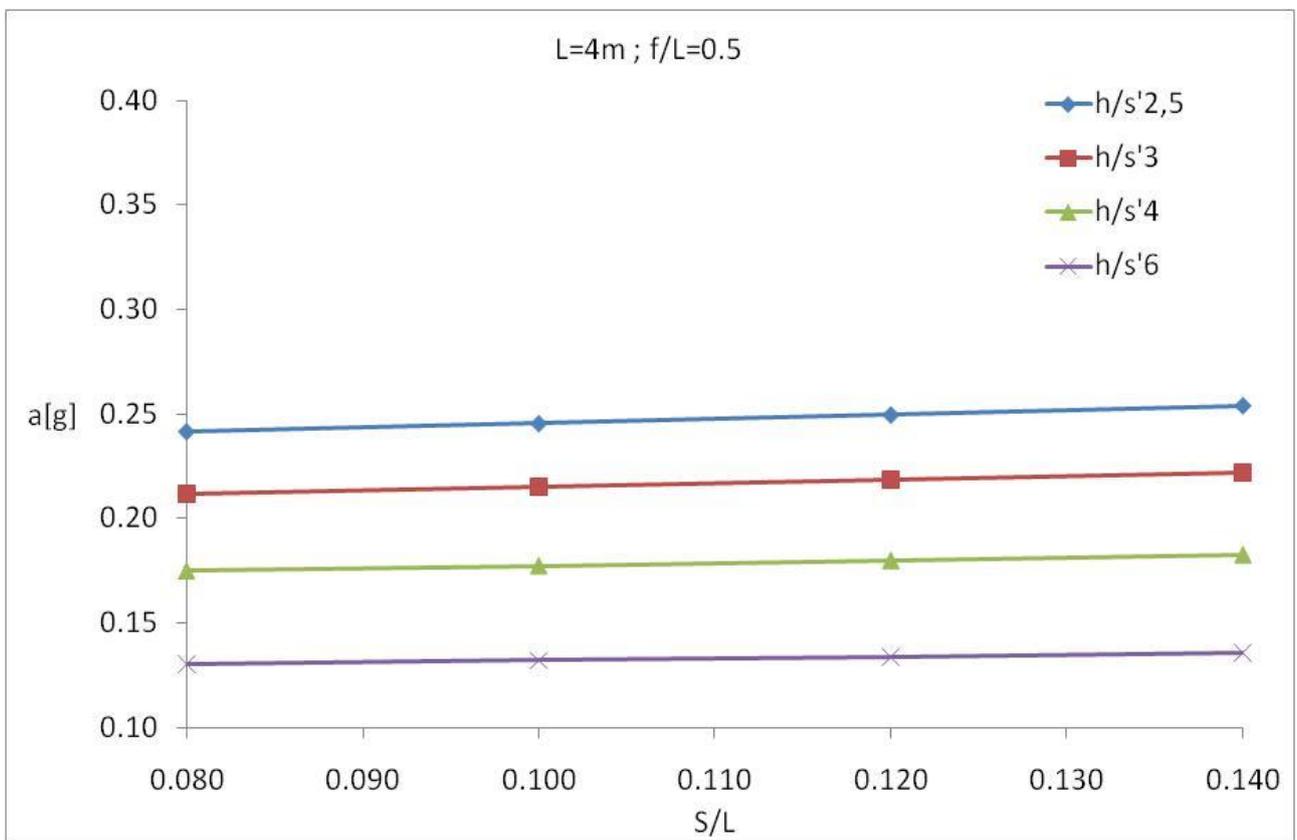


Figura 4.164: Risultati $L = 4m$; $f/L = 0,5$

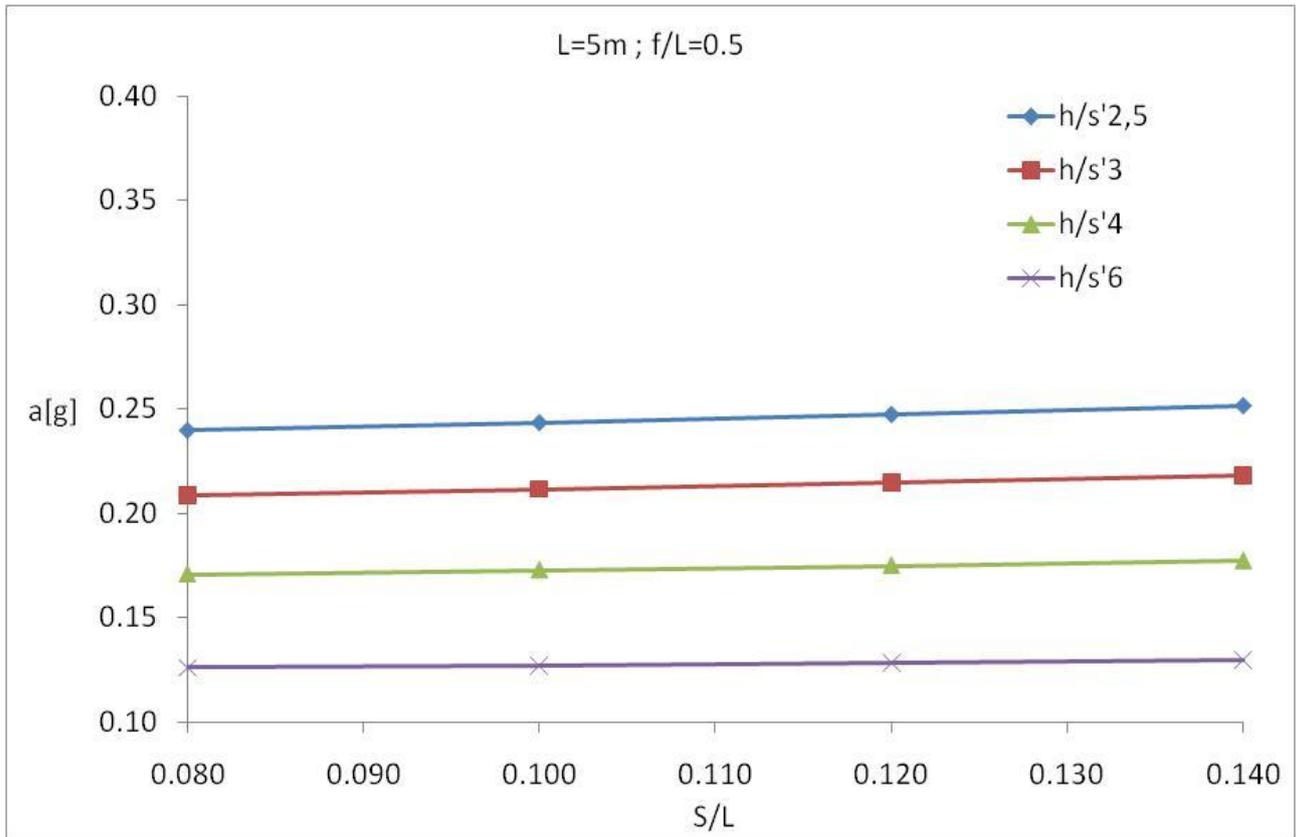


Figura 4.165: Risultati L = 5m ; f/L = 0,5

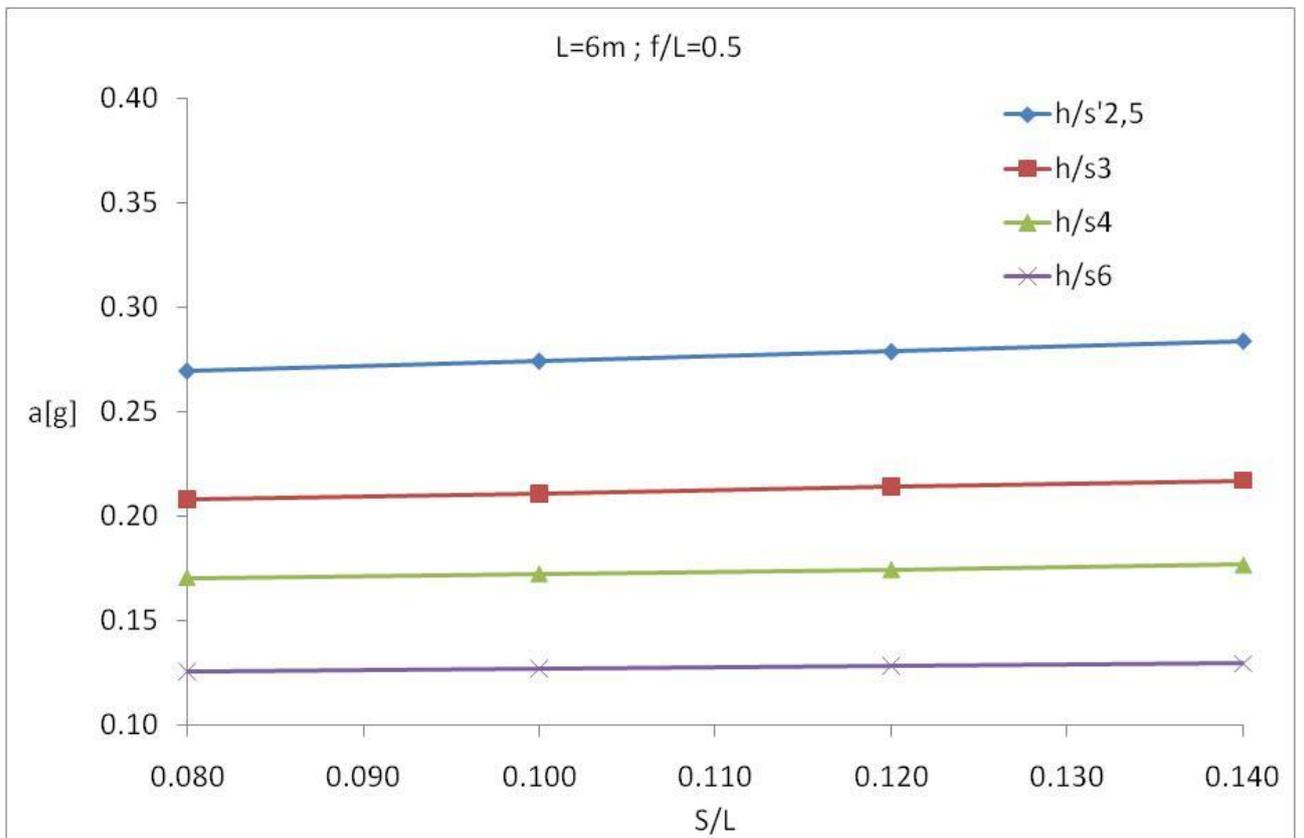


Figura 4.166: Risultati L = 6m ; f/L = 0,5

Dai risultati delle analisi parametriche si ricava che lo spessore dell'arco influisce poco sulla risposta della struttura, mentre è fortemente dipendente dalla snellezza della spalla.

Si riporta di seguito il grafico contenente i valori di a_g (valore medio tra quelli ottenuti per i diversi s/L considerati) al variare del parametro h/S' .

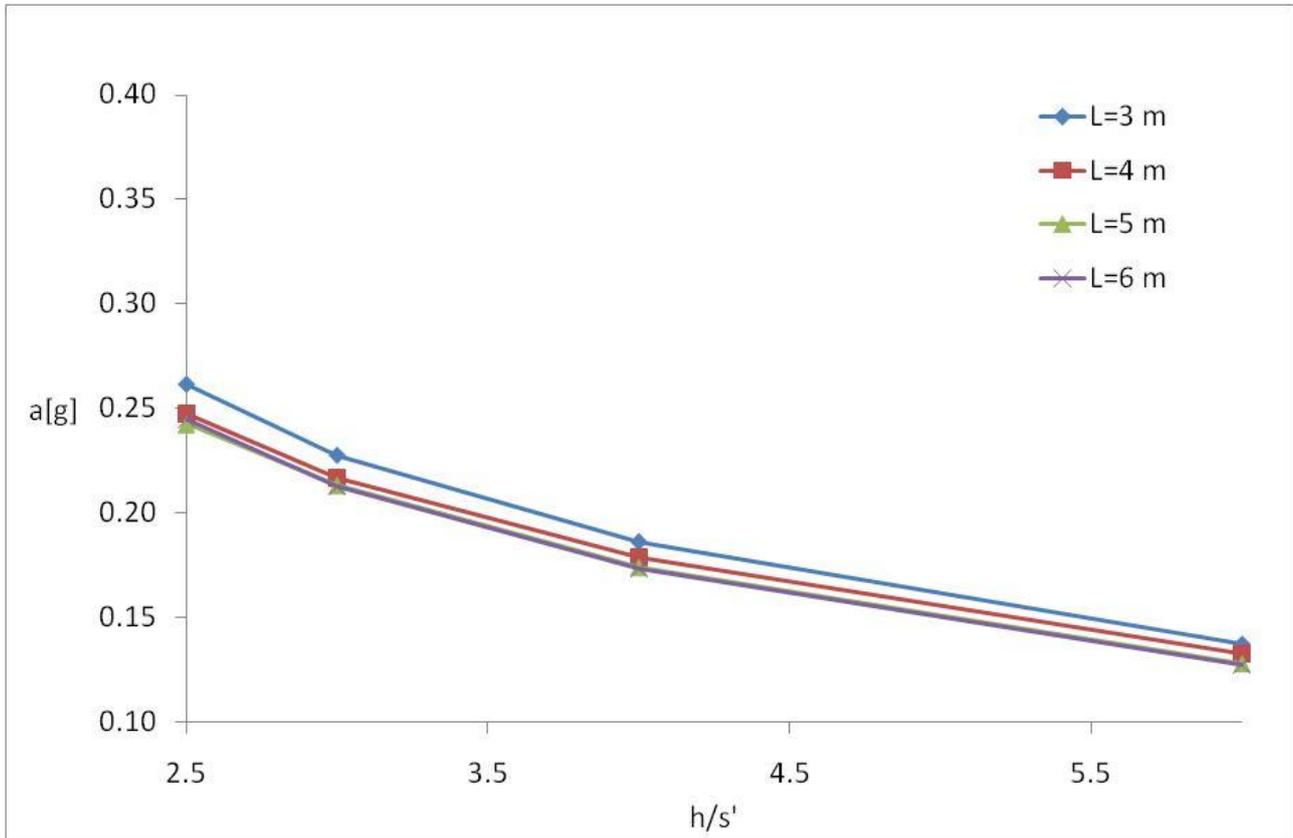


Figura 4.167 Andamento di a_g al variare del rapporto h/S'

Dai risultati ottenuti si sono potute ricavare le curve di isoaccelerazione (accelerazione spettrale di innesco del meccanismo a_0^*) al variare di s/L e h/S' (oppure di h/L assumendo $S' = 0,3 \cdot L$ come valore medio).

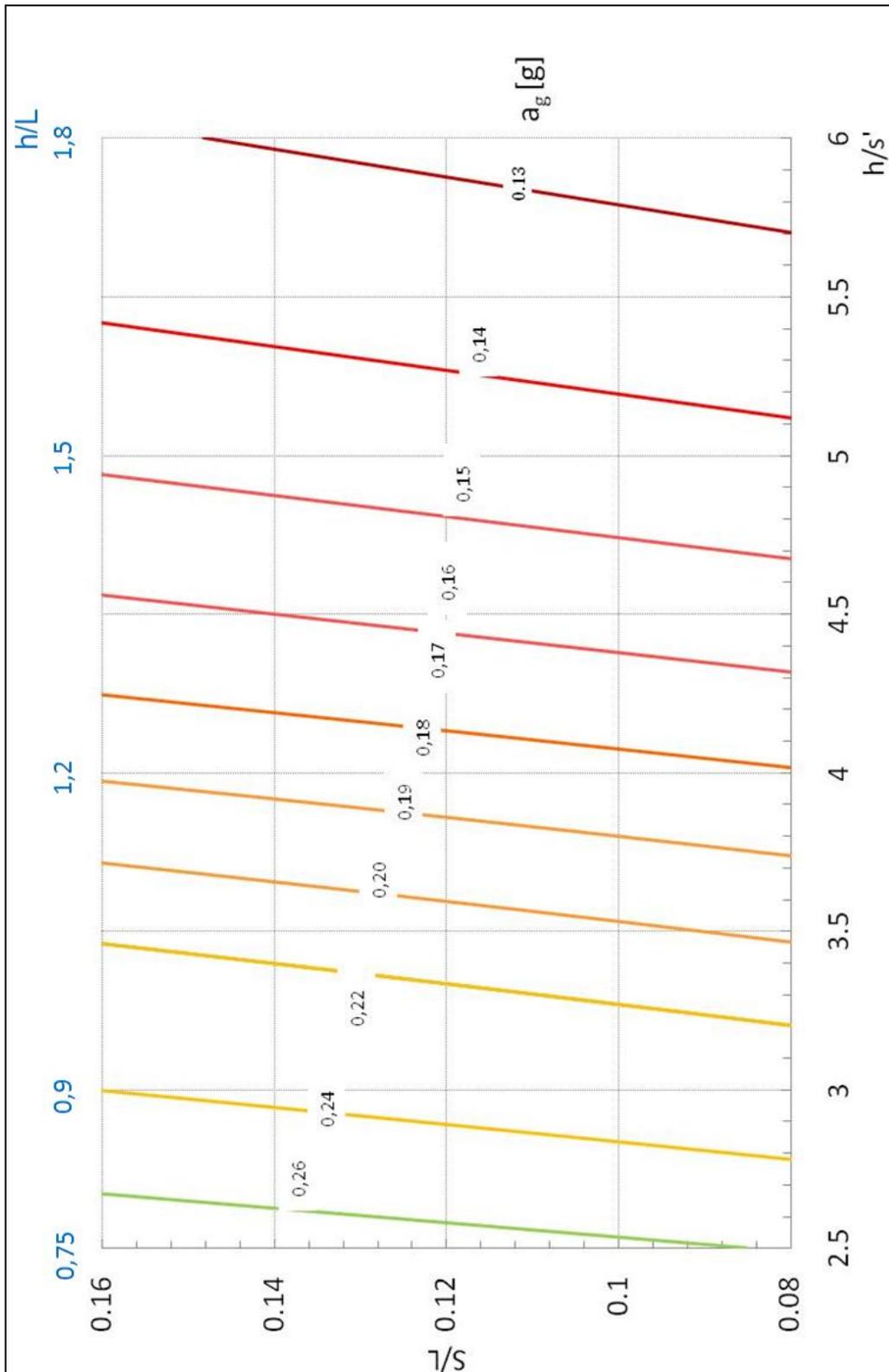


Figura 4.168: Curve isoaccelerazione a_0^* (accelerazione di innesco del meccanismo) ponti ad una campata con spalle "alte"

CAPITOLO 5. CASO STUDIO: PONTE IN LOCALITÀ ALBACINA

5.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Ordinanza n. 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003: Normativa sismica - ponti
- DM Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14.01.2008: Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- DPC 21 ottobre 2003 Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. Nel quale sono previste le verifiche sismiche di livello 1 e 2 per opere ad alta priorità.

5.2. LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

Il ponte in questione è una delle opere poste sulla linea ferroviaria Orte-Falconara, al chilometro km 238+699. Tale opera si trova all'interno del comune di Albacina (AN).



Figura 5.1: Cartografia del ponte

Latitudine: 43,3967
Longitudine: 12,97498

L'opera in esame ricade tra le opere di priorità come da DCP 21/10/2003 "...Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico di competenza statale, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile....."

5.3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il ponte è ad arco in muratura, e presenta cinque campate di 10,00 m con pianta retta. La quota stradale è raggiunta con materiale di riempimento di spessore pari a circa 0,80 m a partire dall'estradosso della chiave di volta, contenuto lateralmente da timpani realizzati in muratura. La volta è ribassata con freccia 2 m, misurata al centro dell'arco. Lo spessore della volta è di 0,80 m. Le spalle misurano 1,0 m circa dal piano di posa delle fondazioni. La larghezza complessiva del ponte nella direzione ortogonale all'asse stradale è di 5,80 m.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	
Luce massima campata (L)	10,00 m
Spessore arco in chiave (S)	0,80 m
Freccia dell'arco (f)	2,00 m
Altezza della spalla (h)	3,00 m
Larghezza della spalla (s')	2,60 m
Profondità ponte (P)	5,80 m
n° binari	1,00 m
Altezza della pila (H)	4,00 m
Larghezza della pila (B)	2,00 m
CARATTERISTICHE MECCANICHE	
Tipo di muratura	Mattoni/Pietra
Resistenza caratteristica a compressione [kPa]	2400
Resistenza a taglio [kPa]	100
Modulo elastico [kPa]	5000
Densità [kPa]	18



Figura 5.2: Foto dell'arco



Figura 5.3: Foto della pila

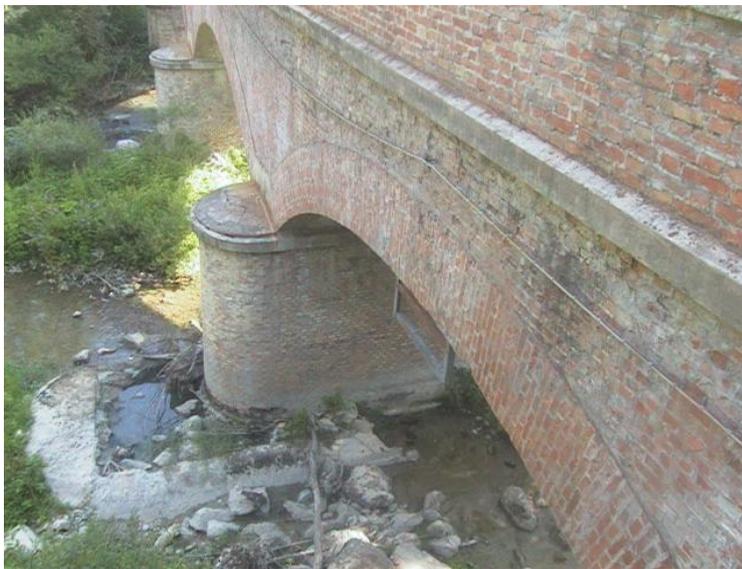


Figura 5.4: Foto della pila

5.4. INDAGINI SVOLTE E LIVELLO DI CONOSCENZA

Per la raccolta delle informazioni necessarie si è svolta una campagna di indagine di rilievo e fotografia. E' stata possibile solamente la misurazione degli elementi più significativi: spessore della volta dell'arco, spessore dello strato di riempimento, altezza della spalla, larghezza. Inoltre nella struttura sono state eseguite prove con martinetti piatti e doppi, oltre a carotaggi con video ispezione. Dalle prove con i martinetti si è stimata una resistenza caratteristica a compressione di 6 MPa e un modulo di elasticità di 5000 MPa .

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali alla circolare n.617 in data 2 febbraio 2009 (cap. C8A.1.A.4).

In particolare, per quanto riguarda l'opera in esame, in base alle informazioni disponibili è stato assunto un livello di conoscenza LC1.

Un livello di conoscenza LC1 corrisponde a una verifica di livello 1 e $FC = 1,35$.

5.5. AZIONE SISMICA

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente ($S_e(T)$), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza (P_{VR}).

Per la vigente normativa, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La struttura si pone nel comune di Albacina (AN), con coordinate 43,396695 e 12,974984 alle quali corrispondono i seguenti valori:

	SLD	SLV
a_g	0,112	0,256
F_0	2,460	2,511
T_C^*	0,315	0,339

ZONA	2
SUOLO	B

Il terreno su cui è posta l'opera oggetto di indagine è stato assunto di categoria B (cfr. NTC 2008 cap. 3.2.2).

I valori dei parametri da inserire nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali, risultano:

	S	T_b	T_c	T_d	$PGA [g]$
SLD	1,200	0,146	0,437	2,048	0,134
SLV	1,143	0,154	0,463	2,624	0,293

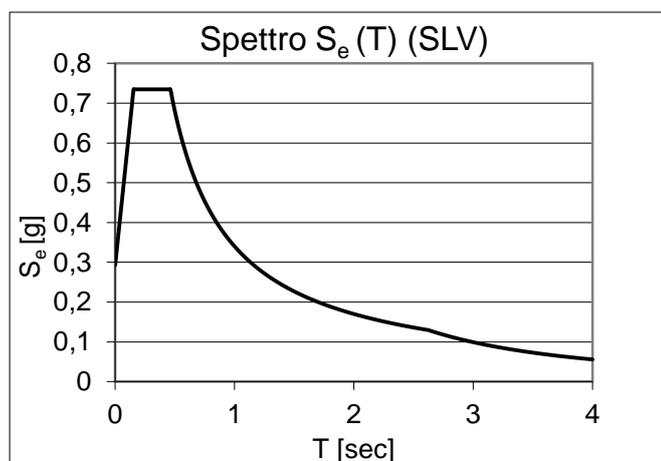


Figura 5.5: Spettro in accelerazione

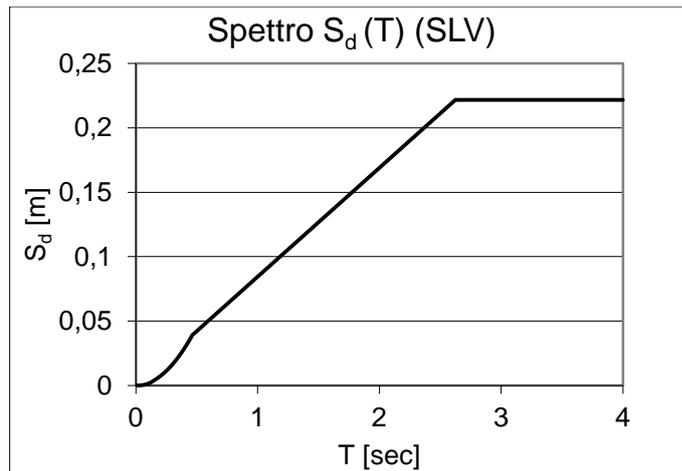


Figura 5.6: Spettro in spostamento

5.6. ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DELLA STRUTTURA

L'obiettivo minimo da perseguire è costituito dalla determinazione dell'accelerazione al suolo che innesca il meccanismo locale più vulnerabile del ponte; in secondo luogo viene valutato lo spostamento ultimo del punto di controllo della struttura. Si utilizza l'analisi cinematica non lineare per la determinazione della curva di capacità rappresentativa della risposta strutturale.

La verifica allo stato limite di danno viene effettuata controllando che l'accelerazione al suolo che innesca il cinematismo (PGA_{RES}) sia superiore al picco di accelerazione al suolo corrispondente alla zona sismica in cui è situato il ponte (PGA_{SOL}).

La verifica allo stato limite ultimo, può essere condotta alternativamente:

- in modo semplificato e lineare
- mediante spettro di capacità non lineare

Un'analisi preliminare mette in luce, compatibilmente con la tipologia del ponte oggetto di verifica (ponte ad arco a campata singola), che la vulnerabilità dell'opera risulta essere la maggiore fra:

- la vulnerabilità dell'arco
- la vulnerabilità del timpano
- la vulnerabilità delle spalle
- la vulnerabilità delle fondazioni

5.7. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DELL'ARCO

I ponti ad arco in muratura sono dotati di elevata rigidezza: infatti, l'arco non subisce spostamenti relativi nel piano rispetto al suolo, finché il valore dell'accelerazione esterna non è tale da trasformare la struttura in un meccanismo, costituito da tronchi rigidi connessi tra loro da cerniere. Pertanto, il parametro decisivo che determina la risposta strutturale è il picco di accelerazione al suolo atteso per il sito. Il ponte studiato ha pile snelle pertanto il meccanismo di collasso sarà globale (pile-arco):

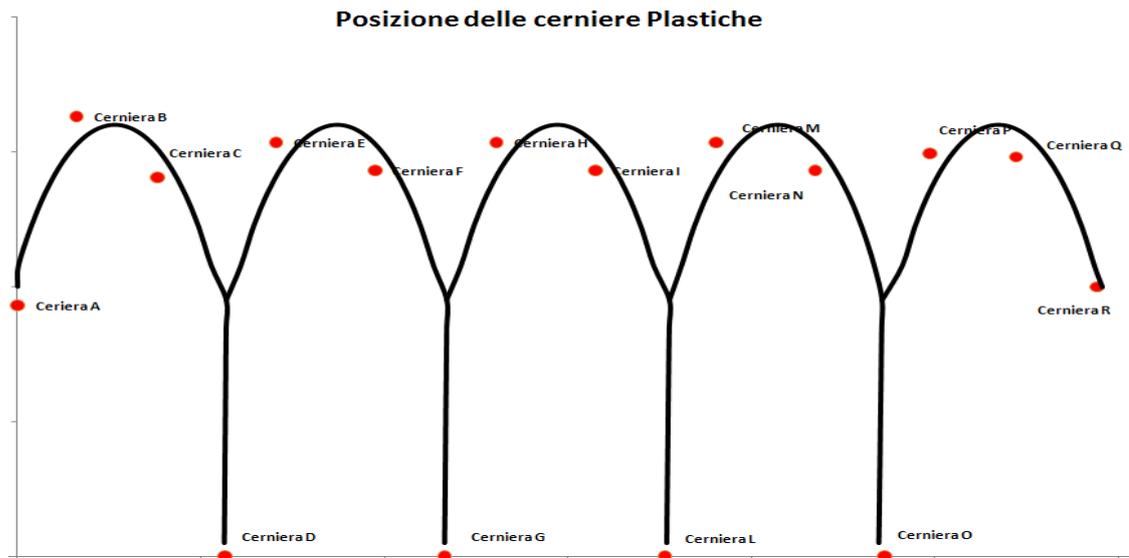


Figura 5.7: Meccanismo di collasso dell'opera per sisma longitudinale

Si riporta di seguito il grafico degli spostamenti virtuali applicati all'arco per trovare il moltiplicatore d'innescio del cinematismo.

In alternativa la struttura può essere studiata nella sua interezza tramite modelli agli elementi finiti in grado di implementare analisi statiche non lineari.

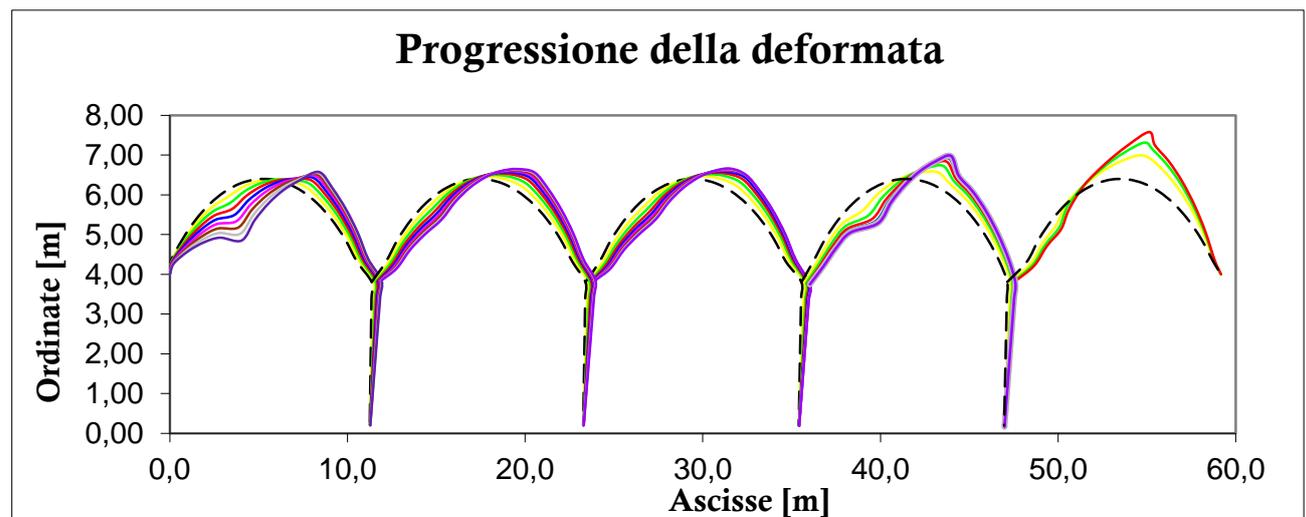


Figura 5.8: Progressione virtuale della deformata dell'arco (riferita alla linea d'asse)

Per l'arco in esame si è trovato un parametro α_0 di innesco del cinematismo pari a :

$$\alpha_0 = 0,428g$$

5.7.1. Verifica allo stato limite di danno

La verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* è superiore all'accelerazione dello spettro elastico, valutato per $T = 0$, opportunamente amplificato.

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = 0,557g$$

$$PGA = a_g(P_{VR}) \cdot S = 0,134g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{a_g(P_{VR}) \cdot S} = \frac{0,557g}{0,134g} = 4,15$$

5.7.2. Verifica lineare allo stato limite ultimo

La verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo è superiore all'accelerazione dello spettro elastico, ridotto di un fattore di struttura $q = 2$:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si ottengono i seguenti risultati:

$$a_0^* = 0,557g$$

$$\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,146g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}} = \frac{0,557g}{0,146g} = 3,81$$

5.7.3. Verifica non lineare allo stato limite ultimo

La verifica cinematica non lineare prevede il confronto tra capacità di spostamento spettrale dell'oscillatore equivalente e la domanda di spostamento Δ_d . La domanda di spostamento viene definita dalla normativa per mezzo di uno spettro di spostamento e valutata in corrispondenza di un periodo secante T_s , calcolato per uno spostamento pari a $d_s^* = 0,4d_u^*$ con la seguente espressione:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

L'accelerazione a_s^* corrisponde alla accelerazione sulla curva di capacità dell'oscillatore equivalente, in corrispondenza dello spostamento d_s^* .

Lo spostamento spettrale d_u^* è il minore fra: il 40% dello spostamento per cui si annulla il moltiplicatore α e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi. La curva di capacità ottenuta per il cinematismo in oggetto è la seguente:

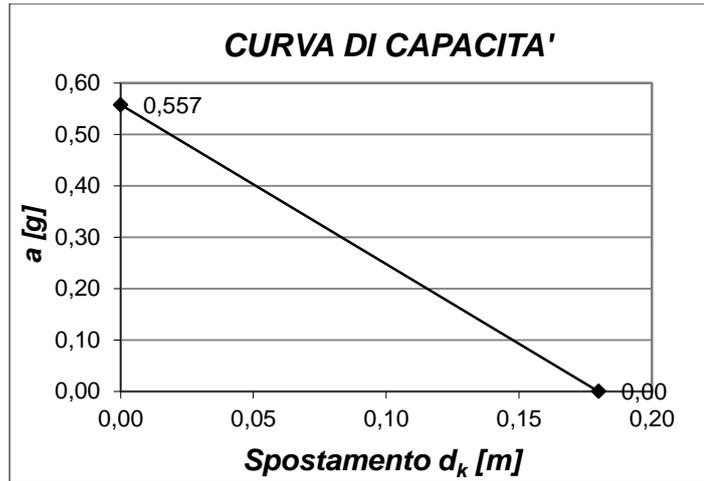


Figura 5.9: Curva di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà

I risultati della verifica sono i seguenti:

$$R = d_u^* = 0,072 \text{ m}$$

$$E = \Delta_d(T_s) = 0,155 \text{ m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = \frac{0,072 \text{ m}}{0,155 \text{ m}} = 0,46$$

5.8. VULNERABILITÀ GLOBALE IN DIREZIONE TRASVERSALE

La verifica del ponte nella direzione trasversale si basa sull'analisi non lineare effettuata attraverso un modello 3D agli elementi finiti. Di seguito è riportata un'immagine che rappresenta lo stato di danneggiamento del ponte quando si arriva al raggiungimento della sua capacità ultima.

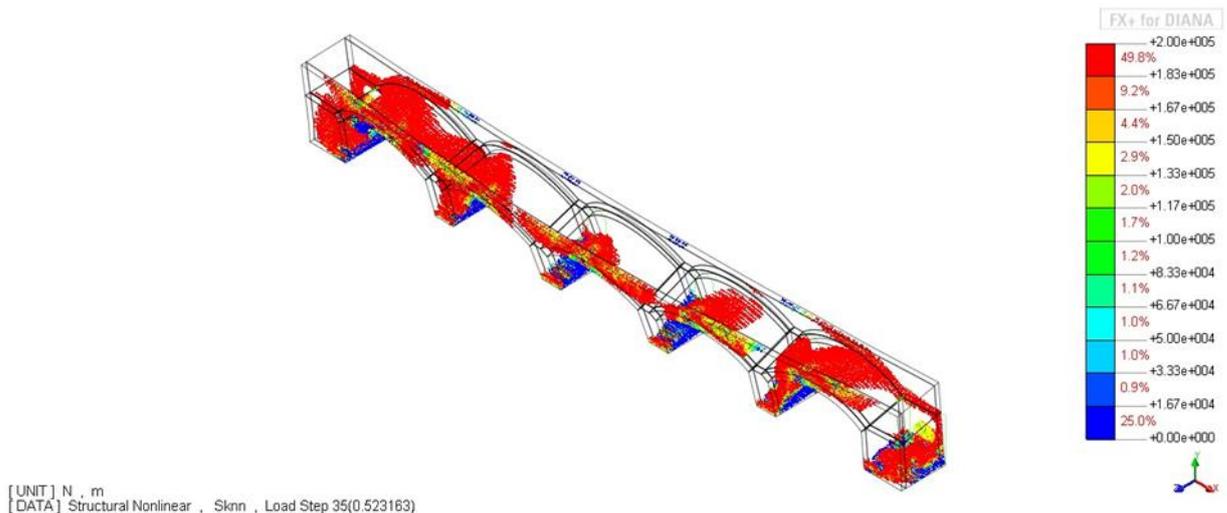


Figura 5.10: Modello (3D) F.E.

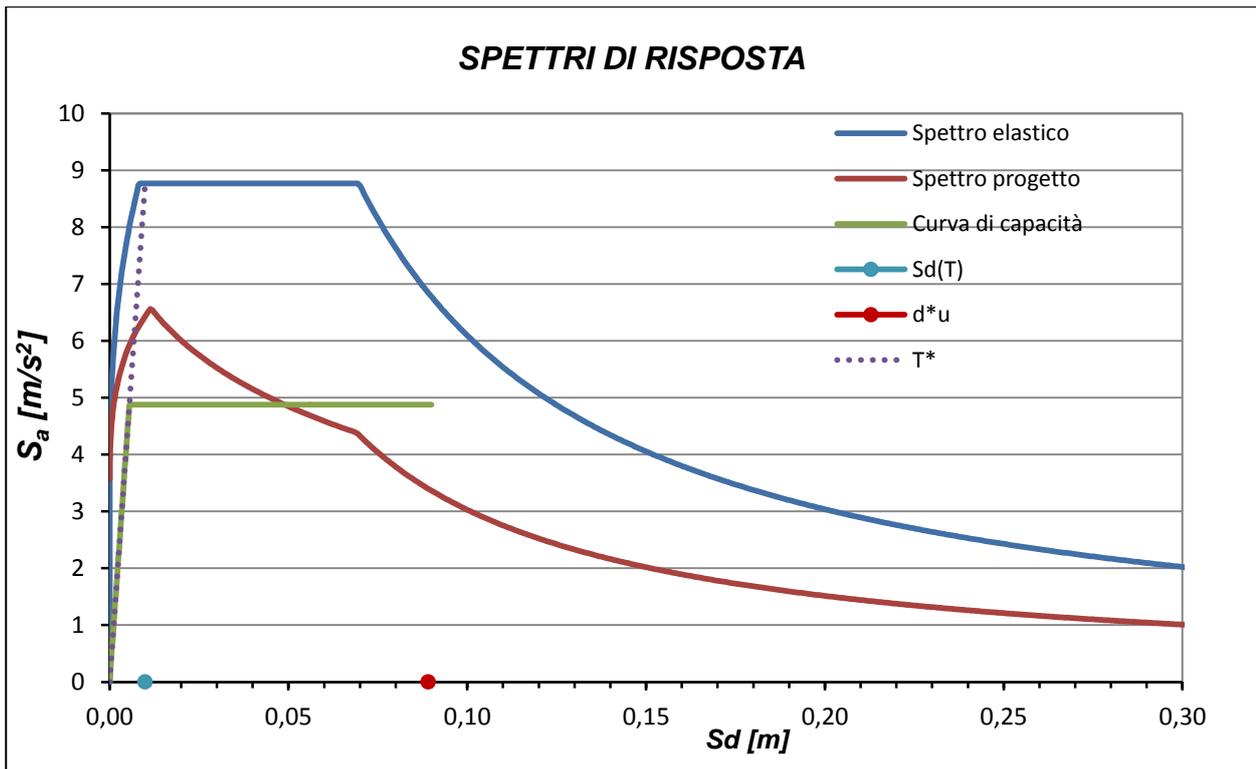


Figura 5.11: Spettri di risposta

Dall'analisi statica non lineare è possibile determinare la curva di capacità necessaria ad eseguire la verifica in spostamento prevista dalla normativa:

CURVA DI CAPACITA' EQUIVALENTE		
a_γ [g]	d_γ [m]	d_u^*
0,4970	0,0055	0,0891

$$R = d_u^* = 0,089 \text{ m}$$

$$E = \Delta_d(T_s) = 0,006 \text{ m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = \frac{0,089 \text{ m}}{0,006 \text{ m}} = 16,17$$

Utilizzando le equazioni (3.2.10 NTC2008) e le equazioni (C7.3.7 e C.7.3.8 della Circolare applicativa dell'NTC2008) è possibile ricavare la massima accelerazione al suolo:

$$PGA_{RES} = 0,446g$$

5.9. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DEL TIMPANO

Si valuta ora il cinematismo che prevede il ribaltamento del timpano per azioni fuori dal piano, costituito dalla parete rigida che ruota attorno alla cerniera cilindrica alla base. Anche

in questo caso si procede alla determinazione del moltiplicatore dei carichi orizzontali che innesca il cinematismo. Per la sua forma il timpano è caratterizzato da un'altezza e da uno spessore variabili, e pertanto si è preso un valore medio e pesato.

Nel caso in esame l'altezza media delle pareti è di 0,8 m mentre lo spessore medio è pari a 0,5 m . Dall'analisi cinematica si ottiene:

Il moltiplicare α di innesco del cinematismo è pari a:	0,289 g
Lo spostamento ultimo orizzontale del punto di controllo è pari a:	0,117 m

5.9.1. Verifica allo stato limite di danno

Come nel caso precedente la verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* è superiore alla *PGA* sollecitante:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = 0,214g$$

$$PGA = a_g(P_{VR}) \cdot S = 0,134g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{a_g(P_{VR}) \cdot S} = \frac{0,214g}{0,134g} = 1,59$$

5.9.2. Verifica lineare allo stato limite ultimo

La verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo è superiore all'accelerazione dello spettro elastico, ridotto di un fattore di struttura $q = 2$:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = 0,214g$$

$$\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,146g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}} = \frac{0,214g}{0,146g} = 1,46$$

5.9.3. Verifica non lineare allo stato limite ultimo

Con procedimento analogo allo stato limite ultimo non lineare dell'arco, si ottengono per il timpano i risultati riportati di seguito:

$$R = d_u^* = 0,048 \text{ m}$$

$$E = \Delta_d(T_s) = 0,060 \text{ m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = \frac{0,048 \text{ m}}{0,060 \text{ m}} = 0,80$$

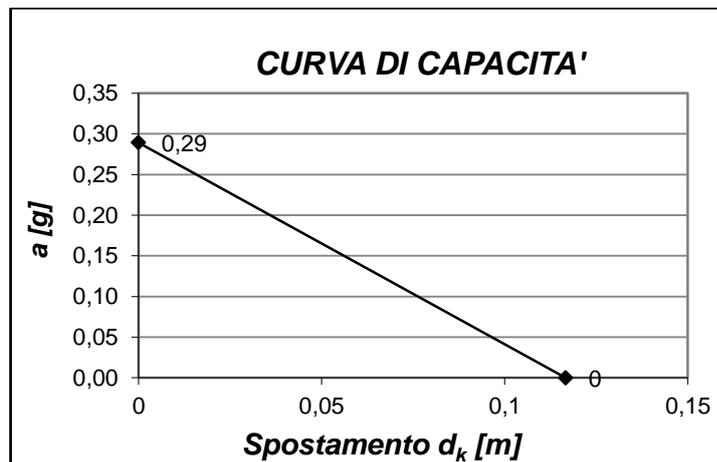


Figura 5.12: Curva di capacità del timpano in oggetto

5.10. VERIFICA DELLE SPALLE E DELLE FONDAZIONI

Si deve valutare se il meccanismo di collasso del ponte, per azioni sismiche nella direzione longitudinale, coinvolge o non coinvolge le spalle. Nel caso il meccanismo coinvolga solamente l'arco, le forze che il meccanismo dell'arco esercita sulla spalla sono calcolabili con semplici equazioni di equilibrio dei momenti, applicate nei punti di cerniera della catena cinematica. La verifica della spalle serve come validazione delle ipotesi assunte sul meccanismo di collasso dell'arco: infatti, se la verifica della spalla è soddisfatta, significa che il meccanismo coinvolge l'arco; nel caso contrario probabilmente il meccanismo di collasso coinvolge anche le imposte, quindi il cinematismo da studiare è diverso.

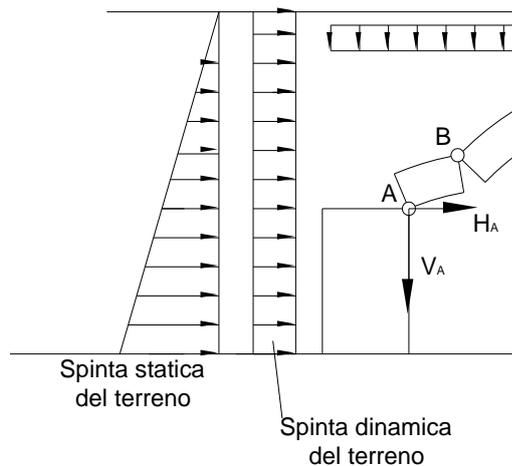


Figura 5.13: Schema statico di verifica delle spalle, in caso di innesco del cinematisma dell'arco

5.10.1. Verifica a pressoflessione della spalla

La resistenza a presso-flessione è calcolata come prevede la normativa (NTC 7.8.2.2.1.):

$$M_u = \left(\frac{l^2 t \sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

Il momento sollecitante e resistente in condizioni sismiche sono di seguito riportati:

$$M_{Ed} = 328,37 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 347,91 \text{ kNm/m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{347,91 \text{ kNm/m}}{328,37 \text{ kNm/m}} = 1,06$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 1,06 \cdot 0,256g = 0,271g$$

5.10.2. Verifica a taglio della spalla

La resistenza a presso-flessione per azioni nel piano della spalla è calcolata come prevede la normativa (NTC 7.8.2.2.1.):

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

Il taglio sollecitante e resistente in condizioni sismiche sono di seguito riportati:

$$V_{Ed} = 109,46 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd} = 136,67 \text{ kN/m}$$

$$F_C = \frac{136,67}{109,46} = 1,25$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 1,25 \cdot 0,256g = 0,320g$$

5.10.3. Verifica a ribaltamento della spalla

La verifica è soddisfatta quando:

$$M_{ins} < M_{stab}$$

Il momento sollecitante e resistente in condizioni sismiche sono di seguito riportati:

$$M_{Ed} = 315,77 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 5171,48 \text{ kNm/m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{5171,48 \text{ kNm/m}}{315,77 \text{ kNm/m}} = 16,38$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 16,38 \cdot 0,256g = 4,193g$$

5.10.4. Caratteristiche geotecniche

Nella tabella seguente sono riportati le caratteristiche, ipotizzate, del terreno di fondazione: angolo di attrito, coesione, peso specifico saturo e secco e quota della falda rispetto alla base della fondazione:

Caratteristiche Terreno	
φ [°]	35
γ [kN/m ³]	18
γ_{sat} [kN/m ³]	19,5
γ_{app} [kN/m ³]	19
c' [kPa]	0
δ [°]	23,33
Falda	0

5.10.5. Verifica a slittamento della fondazione

La resistenza per attrito di calcolo può essere valutata con la seguente espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta$$

dove N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, $\delta = \varphi$ è l'angolo di resistenza a taglio alla base della fondazione. In presenza di falda ci si deve riferire alla resistenza non drenata.

I valori ottenuti per la struttura in esame sono di seguito riportati:

$$F_{Ed} = 109,46 \text{ kN/m}$$

$$F_{Rd} = 360,89 \text{ kN/m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Ed}} = \frac{360,89 \text{ kNm/m}}{109,46 \text{ kNm/m}} = 3,30$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 3,30 \cdot 0,256g = 0,844g$$

5.10.6. Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto spalla

L'equazione riportata nel D.M. "Norme tecniche per le costruzioni" 14-1-2008 indica che la verifica sul terreno di fondazione è soddisfatta se: $E_d \leq R_d$

$$Q_{Ed} = 0,069 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} = 0,248 \text{ MPa}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Ed}} = \frac{0,2484 \text{ MPa}}{0,0694 \text{ MPa}} = 1,18$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 1,18 \cdot 0,256g = 0,302g$$

E_d è il valore di progetto dell'azione ed R_d è il valore di progetto di resistenza del terreno (in termini di capacità portante). In questo caso la fondazione risulta soggetta a pressoflessione, generata dalla spinta orizzontale del terreno e dalla azione del sisma.

5.10.7. Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto pila

L'equazione riportata nel D.M. "Norme tecniche per le costruzioni" 14-1-2008 indica che la verifica sul terreno di fondazione è soddisfatta se: $E_d \leq R_d$

$$Q_{Ed} = 0,147 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} = 0,215 \text{ MPa}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Ed}} = \frac{0,2146 \text{ MPa}}{0,1472 \text{ MPa}} = 1,46$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 1,46 \cdot 0,256g = 0,373g$$

E_d è il valore di progetto dell'azione ed R_d è il valore di progetto di resistenza del terreno (in termini di capacità portante). In questo caso la fondazione risulta soggetta a pressoflessione, generata dalla spinta orizzontale del terreno e dalla azione del sisma.

5.11. RIASSUNTO DEI RISULTATI

INPUT SISMICO SLV	
ZONA SISMICA	2
TERRENO	B
a_g [g]	0,256
S	1,143
fattore di struttura q (per verifica semplificata C.8A.4.9)	2
$PGA_{SOLL} = [a_g \cdot S(P_{VR})]$	0,293
PGA_{SOLL}/q	0,146

VERIFICHE SLV	
analisi longitudinale	
a_0^* LONG. ARCO (α_1)	0,557 g
a_0^* LONG. SPALLA $\min(\alpha_3, \alpha_4, \alpha_5)$	0,271 g
a_0^* FOND. SPALLA $\min(\alpha_6, \alpha_7)$	0,302 g
a_0^* FOND. PILA (α_8)	0,373 g
analisi trasversale	
PGA_{RES}/q TRASV. GLOBALE (α_9)	0,233 g
a_0^* TRASV. TIMPANO (α_2)	0,214 g
$a_{0min}^* = \min(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_9)$	0,214 g

FATTORE DI SICUREZZA (SLV)		
FS =	$[a_{0min}^*]/[a_g \cdot S(P_{VR})]/q$	0,73

INPUT SISMICO SLD	
ZONA SISMICA	2
TERRENO	B
a_g [g]	0,112
S	1,200
$[a_g \cdot S(P_{VR})]$	0,134

VERIFICHE SLD	
PGA_{RES} LONG. ARCO (α_1)	0,557 g
PGA_{RES} TRASV. TIMPANO (α_2)	0,214 g
PGA_{RES} [g]	0,214 g

FATTORE DI SICUREZZA (SLD)		
FS =	$[a_{0min}^*]/[a_g \cdot S(P_{VR})]$	1,59

CAPITOLO 6. CASO STUDIO: PONTE IN LOCALITÀ ALBACINA

6.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Ordinanza n. 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003: Normativa sismica - ponti
- DM Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14.01.2008: Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- DPC 21 ottobre 2003 Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. Nel quale sono previste le verifiche sismiche di livello 1 e 2 per opere ad alta priorità.

6.2. LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA

Il ponte in questione è una delle opere poste sulla linea ferroviaria Orte-Falconara, al chilometro km 114+960. Tale opera si trova all'interno del comune di Terni (PG).



Figura 6.1: Cartografia del ponte

Latitudine: 42,590109
Longitudine: 12,67638

L'opera in esame ricade tra le opere di priorità come da DCP 21/10/2003 "...Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico di competenza statale, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile....."

6.3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il ponte è ad arco in muratura, e presenta quindici campate di 6,00 m con pianta retta. La quota stradale è raggiunta con materiale di riempimento di spessore pari a circa 0,75 m a partire dall'estradosso della chiave di volta, contenuto lateralmente da timpani realizzati in muratura. La volta è a tutto sesto con freccia 3 m, misurata al centro dell'arco. Lo spessore della volta è di 0,36 m. Le spalle misurano 1,0 m circa dal piano di posa delle fondazioni. La larghezza complessiva del ponte nella direzione ortogonale all'asse stradale è di 5,60 m.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	
Luce massima campata (L)	6,00 m
Spessore arco in chiave (S)	0,36 m
Freccia dell'arco (f)	3,00 m
Altezza della spalla (h)	4,00 m
Larghezza della spalla (s')	8,00 m
Profondità ponte (P)	5,60 m
n° binari	1,00 m
Altezza della pila (H)	5,60 m
Larghezza della pila (B)	1,40 m
CARATTERISTICHE MECCANICHE	
Tipo di muratura	Mattoni/Pietra
Resistenza caratteristica a compressione [kPa]	2400
Resistenza a taglio [kPa]	100
Modulo elastico [kPa]	5000
Densità [kPa]	18



Figura 6.2: Foto dell'arco



Figura 6.3: Foto della pila



Figura 6.4: Foto della pila

6.4. INDAGINI SVOLTE E LIVELLO DI CONOSCENZA

Per la raccolta delle informazioni necessarie si è svolta una campagna di indagine di rilievo e fotografia. E' stata possibile solamente la misurazione degli elementi più significativi: spessore della volta dell'arco, spessore dello strato di riempimento, altezza della spalla, larghezza. Inoltre nella struttura sono state eseguite prove con martinetti piatti e doppi, oltre a carotaggi con video ispezione. Dalle prove con i martinetti si è stimata una resistenza caratteristica a compressione di 6 MPa e un modulo di elasticità di 5000 MPa .

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali alla circolare n.617 in data 2 febbraio 2009 (cap. C8A.1.A.4).

In particolare, per quanto riguarda l'opera in esame, in base alle informazioni disponibili è stato assunto un livello di conoscenza LC1.

Un livello di conoscenza LC1 corrisponde a una verifica di livello 1 e $FC = 1,35$.

6.5. AZIONE SISMICA

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente ($S_e(T)$), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza (P_{VR}).

Per la vigente normativa, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La struttura si pone nel comune di Albacina (AN), con coordinate 43,396695 e 12,974984 alle quali corrispondono i seguenti valori:

	SLD	SLV
a_g	0,114	0,241
F_0	2,422	2,485
T_c^*	0,305	0,342

ZONA	2
SUOLO	B

Il terreno su cui è posta l'opera oggetto di indagine è stato assunto di categoria B (cfr. NTC 2008 cap. 3.2.2).

I valori dei parametri da inserire nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali, risultano:

	S	T_b	T_c	T_d	$PGA [g]$
SLD	1,200	0,142	0,425	2,056	0,137
SLV	1,160	0,155	0,466	2,564	0,280

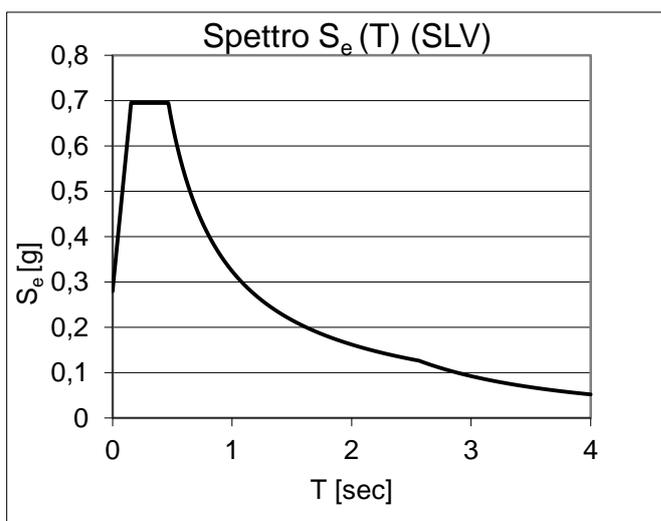


Figura 6.5: Spettro in accelerazione

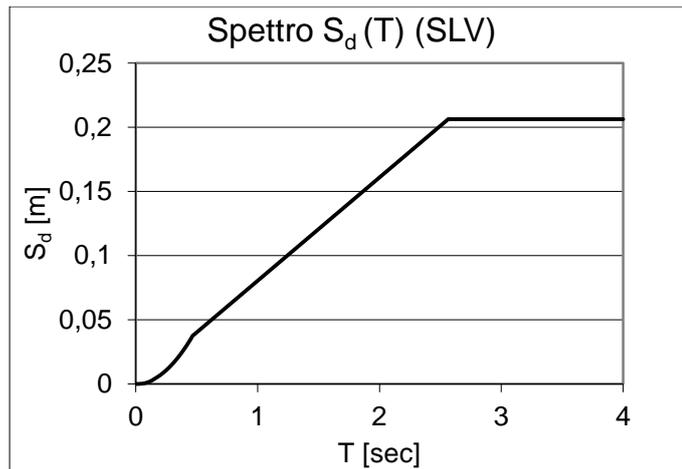


Figura 6.6: Spettro in spostamento

6.6. ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA DELLA STRUTTURA

L'obiettivo minimo da perseguire è costituito dalla determinazione dell'accelerazione al suolo che innesca il meccanismo locale più vulnerabile del ponte; in secondo luogo viene valutato lo spostamento ultimo del punto di controllo della struttura. Si utilizza l'analisi cinematica non lineare per la determinazione della curva di capacità rappresentativa della risposta strutturale.

La verifica allo stato limite di danno viene effettuata controllando che l'accelerazione al suolo che innesca il cinematismo (PGA_{RES}) sia superiore al picco di accelerazione al suolo corrispondente alla zona sismica in cui è situato il ponte (PGA_{SOL}).

La verifica allo stato limite ultimo, può essere condotta alternativamente:

- in modo semplificato e lineare
- mediante spettro di capacità non lineare

Un'analisi preliminare mette in luce, compatibilmente con la tipologia del ponte oggetto di verifica (ponte ad arco a campata singola), che la vulnerabilità dell'opera risulta essere la maggiore fra:

- la vulnerabilità dell'arco
- la vulnerabilità del timpano
- la vulnerabilità delle spalle
- la vulnerabilità delle fondazioni

6.7. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DELL'ARCO

I ponti ad arco in muratura sono dotati di elevata rigidezza: infatti, l'arco non subisce spostamenti relativi nel piano rispetto al suolo, finché il valore dell'accelerazione esterna non è tale da trasformare la struttura in un meccanismo, costituito da tronchi rigidi connessi tra loro da cerniere. Pertanto, il parametro decisivo che determina la risposta strutturale è il picco di accelerazione al suolo atteso per il sito. Il ponte studiato ha pile snelle pertanto il meccanismo di collasso sarà globale (pile-arco):

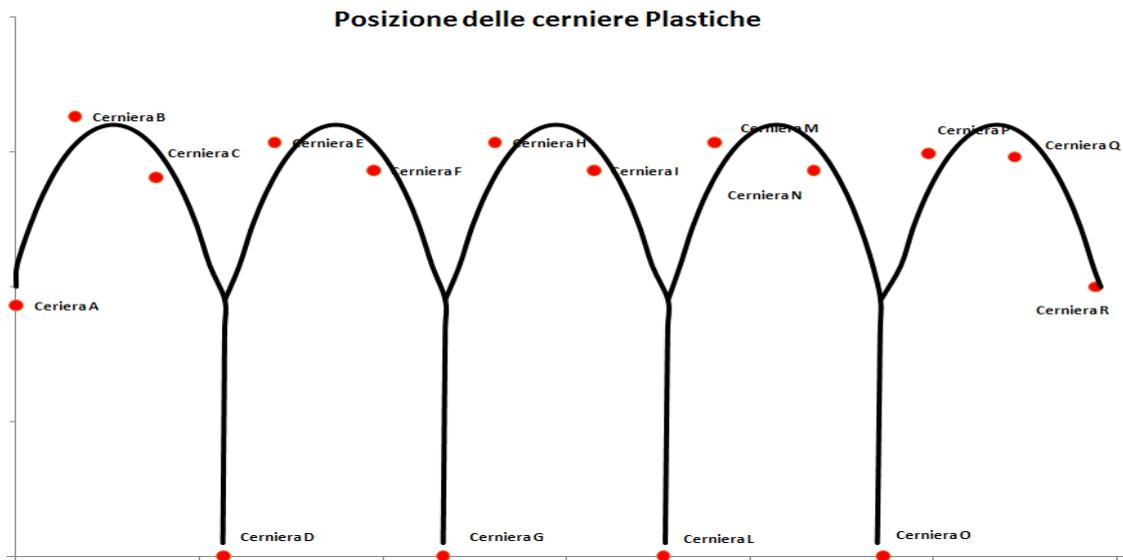


Figura 6.7: Meccanismo di collasso dell'opera per sisma longitudinale

Si riporta di seguito il grafico degli spostamenti virtuali applicati all'arco per trovare il moltiplicatore d'innesco del cinematismo.

In alternativa la struttura può essere studiata nella sua interezza tramite modelli agli elementi finiti in grado di implementare analisi statiche non lineari.

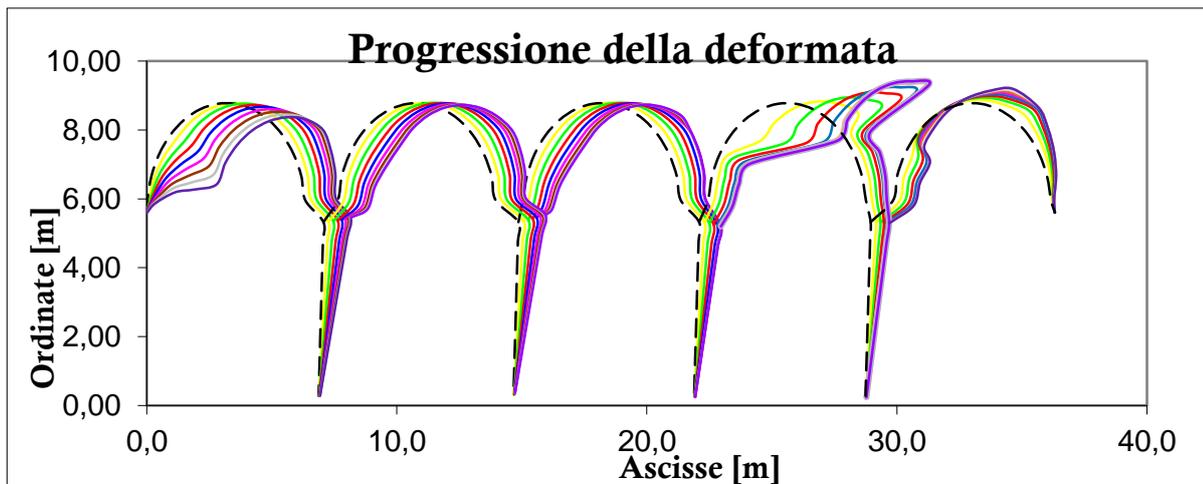


Figura 6.8: Progressione virtuale della deformata dell'arco (riferita alla linea d'asse)

Per l'arco in esame si è trovato un parametro α_0 di innesco del cinematismo pari a :

$$\alpha_0 = 0,081g$$

6.7.1. Verifica allo stato limite di danno

La verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* è superiore all'accelerazione dello spettro elastico, valutato per $T = 0$, opportunamente amplificato.

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = 0,114g$$

$$PGA = a_g(P_{VR}) \cdot S = 0,137g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{a_g(P_{VR}) \cdot S} = \frac{0,114g}{0,137g} = 0,83$$

6.7.2. Verifica lineare allo stato limite ultimo

La verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo è superiore all'accelerazione dello spettro elastico, ridotto di un fattore di struttura $q = 2$:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si ottengono i seguenti risultati:

$$a_0^* = 0,114g$$

$$\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,140g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}} = \frac{0,114g}{0,140g} = 0,82$$

6.7.3. Verifica non lineare allo stato limite ultimo

La verifica cinematica non lineare prevede il confronto tra capacità di spostamento spettrale dell'oscillatore equivalente e la domanda di spostamento Δ_d . La domanda di spostamento viene definita dalla normativa per mezzo di uno spettro di spostamento e valutata in corrispondenza di un periodo secante T_s , calcolato per uno spostamento pari a $d_s^* = 0,4d_u^*$ con la seguente espressione:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

L'accelerazione a_s^* corrisponde alla accelerazione sulla curva di capacità dell'oscillatore equivalente, in corrispondenza dello spostamento d_s^* .

Lo spostamento spettrale d_u^* è il minore fra: il 40% dello spostamento per cui si annulla il moltiplicatore α e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi. La curva di capacità ottenuta per il cinematismo in oggetto è la seguente:

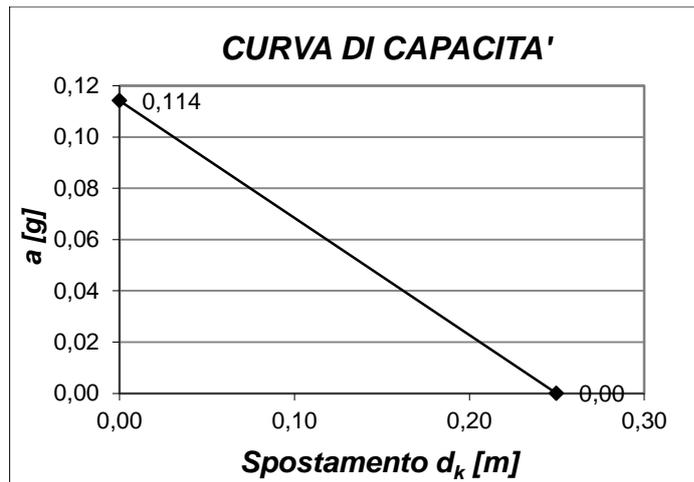


Figura 6.9: Curva di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà

I risultati della verifica sono i seguenti:

$$R = d_u^* = 0,100 \text{ m}$$

$$E = \Delta_d(T_s) = 0,206 \text{ m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = \frac{0,100 \text{ m}}{0,206 \text{ m}} = 0,48$$

6.8. VULNERABILITÀ GLOBALE IN DIREZIONE TRASVERSALE

La verifica del ponte nella direzione trasversale si basa sull'analisi non lineare effettuata attraverso un modello 3D agli elementi finiti. Di seguito è riportata un'immagine che rappresenta lo stato di danneggiamento del ponte quando si arriva al raggiungimento della sua capacità ultima.

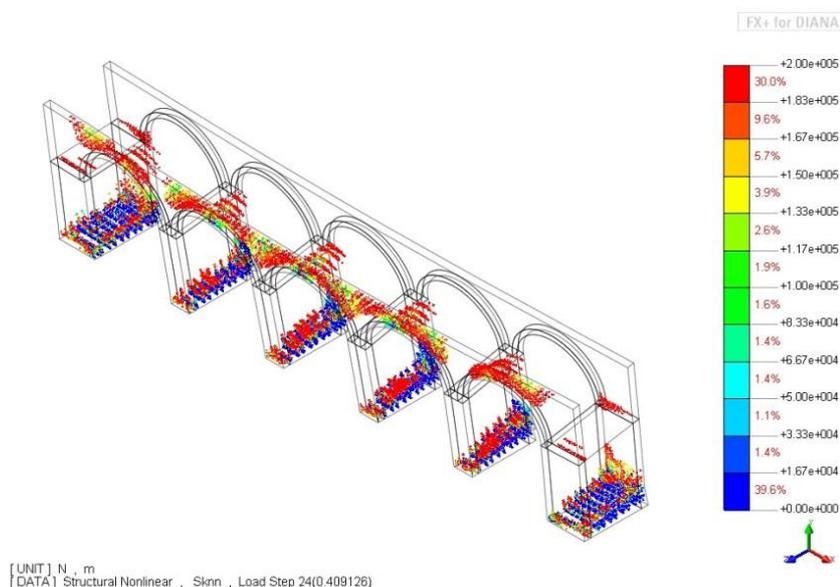


Figura 6.10: Modello (3D) F.E.

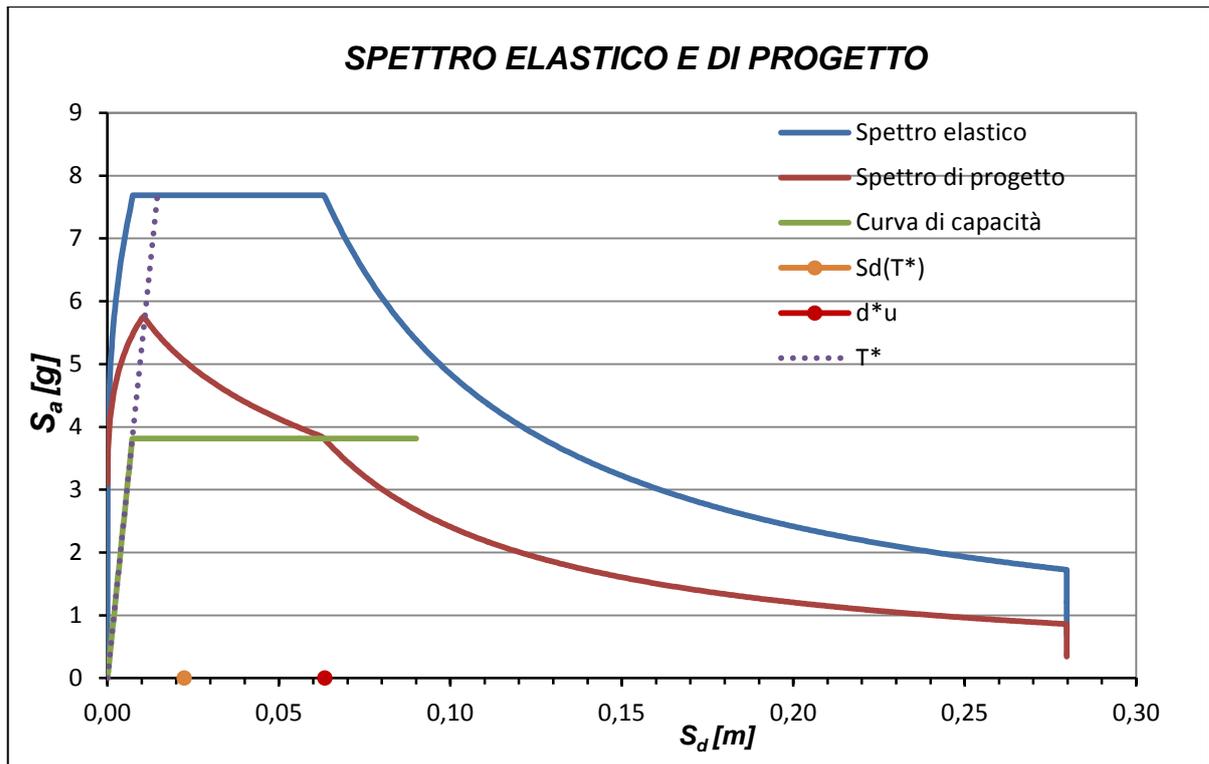


Figura 6.11: Spettri di risposta

Dall'analisi statica non lineare è possibile determinare la curva di capacità necessaria ad eseguire la verifica in spostamento prevista dalla normativa:

CURVA DI CAPACITA' EQUIVALENTE		
a_y [g]	d_y [m]	d_u^*
0,3890	0,0072	0,0630

$$R = d_u^* = 0,063 \text{ m}$$

$$E = \Delta_d(T_s) = 0,007 \text{ m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = \frac{0,063 \text{ m}}{0,007 \text{ m}} = 8,75$$

Utilizzando le equazioni (3.2.10 NTC2008) e le equazioni (C7.3.7 e C.7.3.8 della Circolare applicativa dell'NTC2008) è possibile ricavare la massima accelerazione al suolo:

$$PGA_{RES} = 0,426g$$

6.9. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' STRUTTURALE DEL TIMPANO

Si valuta ora il cinematismo che prevede il ribaltamento del timpano per azioni fuori dal piano, costituito dalla parete rigida che ruota attorno alla cerniera cilindrica alla base. Anche

in questo caso si procede alla determinazione del moltiplicatore dei carichi orizzontali che innesca il cinematismo. Per la sua forma il timpano è caratterizzato da un'altezza e da uno spessore variabili, e pertanto si è preso un valore medio e pesato.

Nel caso in esame l'altezza media delle pareti è di 1,5 m mentre lo spessore medio è pari a 0,6 m . Dall'analisi cinematica si ottiene:

Il moltiplicare α di innesco del cinematismo è pari a:	0,035 g
Lo spostamento ultimo orizzontale del punto di controllo è pari a:	0,023 m

6.9.1. Verifica allo stato limite di danno

Come nel caso precedente la verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* è superiore alla PGA sollecitante:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = 0,026g$$

$$PGA = a_g(P_{VR}) \cdot S = 0,137g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{a_g(P_{VR}) \cdot S} = \frac{0,026g}{0,137g} = 0,19$$

6.9.2. Verifica lineare allo stato limite ultimo

La verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo è superiore all'accelerazione dello spettro elastico, ridotto di un fattore di struttura $q = 2$:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = 0,026g$$

$$\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 0,140g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}} = \frac{0,026g}{0,140g} = 0,19$$

6.9.3. Verifica non lineare allo stato limite ultimo

Con procedimento analogo allo stato limite ultimo non lineare dell'arco, si ottengono per il timpano i risultati riportati di seguito:

$$R = d_u^* = 0,009 \text{ m}$$

$$E = \Delta_d(T_s) = 0,070 \text{ m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = \frac{0,008 \text{ m}}{0,070 \text{ m}} = 0,13$$

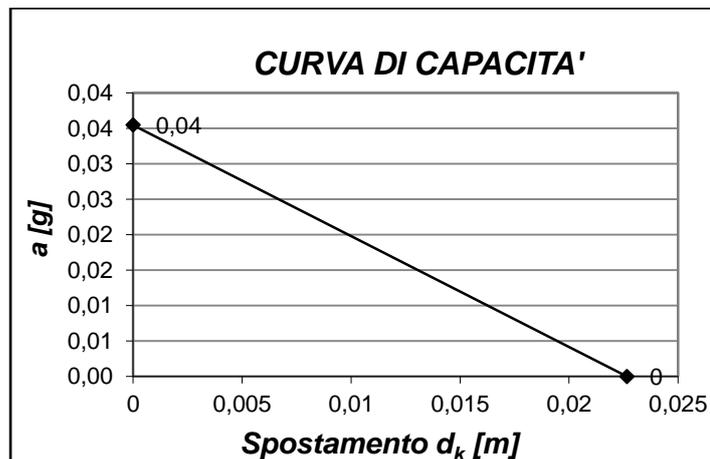


Figura 6.12: Curva di capacità del timpano in oggetto

6.10. VERIFICA DELLE SPALLE E DELLE FONDAZIONI

Si deve valutare se il meccanismo di collasso del ponte, per azioni sismiche nella direzione longitudinale, coinvolge o non coinvolge le spalle. Nel caso il meccanismo coinvolga solamente l'arco, le forze che il meccanismo dell'arco esercita sulla spalla sono calcolabili con semplici equazioni di equilibrio dei momenti, applicate nei punti di cerniera della catena cinematica. La verifica della spalle serve come validazione delle ipotesi assunte sul meccanismo di collasso dell'arco: infatti, se la verifica della spalla è soddisfatta, significa che il meccanismo coinvolge l'arco; nel caso contrario probabilmente il meccanismo di collasso coinvolge anche le imposte, quindi il cinematismo da studiare è diverso.

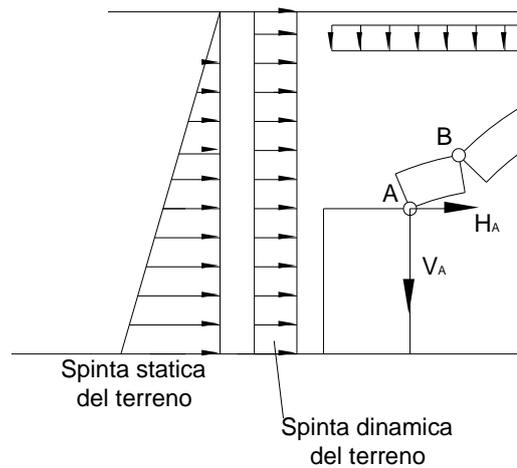


Figura 6.13: Schema statico di verifica delle spalle, in caso di innesco del cinematisma dell'arco

6.10.1. Verifica a pressoflessione della spalla

La resistenza a presso-flessione è calcolata come prevede la normativa (NTC 7.8.2.2.1.):

$$M_u = \left(\frac{l^2 t \sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

Il momento sollecitante e resistente in condizioni sismiche sono di seguito riportati:

$$M_{Ed} = 341,84 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 339,37 \text{ kNm/m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{339,37 \text{ kNm/m}}{341,84 \text{ kNm/m}} = 0,99$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 0,99 \cdot 0,241g = 0,239g$$

6.10.2. Verifica a taglio della spalle

La resistenza a presso-flessione per azioni nel piano della spalla è calcolata come prevede la normativa (NTC 7.8.2.2.1.):

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

Il taglio sollecitante e resistente in condizioni sismiche sono di seguito riportati:

$$V_{Ed} = 102,50 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd} = 136,14 \text{ kN/m}$$

$$F_C = \frac{136,14}{102,50} = 1,33$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 1,33 \cdot 0,241g = 0,320g$$

6.10.3. Verifica a ribaltamento della spalla

La verifica è soddisfatta quando:

$$M_{ins} < M_{stab}$$

Il momento sollecitante e resistente in condizioni sismiche sono di seguito riportati:

$$M_{Ed} = 338,31 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 2293,77 \text{ kNm/m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{2293,77 \text{ kNm/m}}{338,31 \text{ kNm/m}} = 6,78$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 6,78 \cdot 0,241g = 1,634g$$

6.10.4. Caratteristiche geotecniche

Nella tabella seguente sono riportati le caratteristiche, ipotizzate, del terreno di fondazione: angolo di attrito, coesione, peso specifico saturo e secco e quota della falda rispetto alla base della fondazione:

Caratteristiche Terreno	
φ [°]	35
γ [kN/m ³]	18
γ_{sat} [kN/m ³]	19,5
γ_{app} [kN/m ³]	19
c' [kPa]	0
δ [°]	23,33
Falda	0

6.10.5. Verifica a slittamento della fondazione

La resistenza per attrito di calcolo può essere valutata con la seguente espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan\delta$$

dove N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, $\delta = \varphi$ è l'angolo di resistenza a taglio alla base della fondazione. In presenza di falda ci si deve riferire alla resistenza non drenata.

I valori ottenuti per la struttura in esame sono di seguito riportati:

$$F_{Ed} = 113,95 \text{ kN/m}$$

$$F_{Rd} = 378,17 \text{ kN/m}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Ed}} = \frac{378,17 \text{ kNm/m}}{113,95 \text{ kNm/m}} = 3,32$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 3,32 \cdot 0,241g = 0,800g$$

6.10.6. Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto spalla

L'equazione riportata nel D.M. "Norme tecniche per le costruzioni" 14-1-2008 indica che la verifica sul terreno di fondazione è soddisfatta se: $E_d \leq R_d$

$$Q_{Ed} = 0,055 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} = 0,110 \text{ MPa}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Ed}} = \frac{0,110 \text{ MPa}}{0,055 \text{ MPa}} = 0,50$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 0,50 \cdot 0,241g = 0,121g$$

E_d è il valore di progetto dell'azione ed R_d è il valore di progetto di resistenza del terreno (in termini di capacità portante). In questo caso la fondazione risulta soggetta a pressoflessione, generata dalla spinta orizzontale del terreno e dalla azione del sisma.

6.10.7. Verifica a rottura del terreno di fondazione sotto pila

L'equazione riportata nel D.M. "Norme tecniche per le costruzioni" 14-1-2008 indica che la verifica sul terreno di fondazione è soddisfatta se: $E_d \leq R_d$

$$Q_{Ed} = 0,213 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} = 0,195 \text{ MPa}$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{F_{Rd}}{F_{Ed}} = \frac{0,195 \text{ MPa}}{0,213 \text{ MPa}} = 0,92$$

$$PGA_{RES} = \gamma \cdot PGA_{SOLL} = 0,92 \cdot 0,241g = 0,221g$$

E_d è il valore di progetto dell'azione ed R_d è il valore di progetto di resistenza del terreno (in termini di capacità portante). In questo caso la fondazione risulta soggetta a pressoflessione, generata dalla spinta orizzontale del terreno e dalla azione del sisma.

6.11. RIASSUNTO DEI RISULTATI

INPUT SISMICO SLV	
ZONA SISMICA	2
TERRENO	B
a_g [g]	0,241
S	1,160
fattore di struttura q (per verifica semplificata C.8A.4.9)	2
$PGA_{SOLL} = [a_g \cdot S(P_{VR})]$	0,280
PGA_{SOLL}/q	0,140

VERIFICHE SLV	
analisi longitudinale	
a_0^* LONG. ARCO (α_1)	0,114 g
a_0^* LONG. SPALLA $\min(\alpha_3, \alpha_4, \alpha_5)$	0,239 g
a_0^* FOND. SPALLA $\min(\alpha_6, \alpha_7)$	0,121 g
a_0^* FOND. PILA (α_8)	0,221 g
analisi trasversale	
PGA_{RES}/q TRASV. GLOBALE (α_9)	0,213 g
a_0^* TRASV. TIMPANO (α_2)	0,026 g
$a_{0min}^* = \min(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_9)$	0,026 g

FATTORE DI SICUREZZA (SLV)		
FS =	$[a_{0min}^*]/[a_g \cdot S(P_{VR})]/q$	0,19

INPUT SISMICO SLD	
ZONA SISMICA	2
TERRENO	B
a_g [g]	0,114
S	1,200
$[a_g \cdot S(P_{VR})]$	0,137

VERIFICHE SLD	
PGA_{RES} LONG. ARCO (α_1)	0,114 g
PGA_{RES} TRASV. TIMPANO (α_2)	0,026 g
PGA_{RES} [g]	0,026 g

FATTORE DI SICUREZZA (SLD)		
FS =	$[a_{0min}^*]/[a_g \cdot S(P_{VR})]$	0,19

CAPITOLO 7. CONCLUSIONI

In questo lavoro di tesi, sono stati studiati i meccanismi di collasso dei ponti ferroviari ad arco in muratura, quando questi vengono sollecitati da un'azione sismica nella loro direzione longitudinale. Tramite l'implementazione di appositi fogli di calcolo, è stato possibile studiare l'evolversi del cinematismo.

Inoltre, si è proceduto alla realizzazione di analisi parametriche per ponti a 2-3 campate, ponti con più di 3 campate e ponti monocampata a spalle alte: in primo luogo, si sono ricercate le posizioni delle cerniere plastiche; in secondo luogo, si è trovato il moltiplicatore α di innesco del cinematismo tramite il Principio dei Lavori Virtuali.

Le analisi parametriche su queste tipologie di ponti non erano mai state realizzate in precedenza, perciò si può affermare che perseguono un duplice obiettivo: da un lato, capire come variano la vulnerabilità e il comportamento delle strutture in esame al variare dei loro parametri geometrici; d'altra parte, i risultati possono fungere da confronto per i casi reali specifici.

Per quanto riguarda il comportamento dei ponti, si possono fare le seguenti considerazioni:

- il meccanismo di collasso in direzione longitudinale delle strutture ad arco in muratura varia in modo consistente in funzione dei parametri geometrici
- nei ponti a 2-3 campate e con più di 3 campate, la luce L fa variare leggermente il valore del moltiplicatore d'innesco, che tende ad aumentare per ponti di luce minore; tuttavia i parametri geometrici che più condizionano i risultati sono i rapporti f/L fra la freccia e la luce, s/L fra lo spessore dell'arco e la luce, H/B fra le dimensioni della pila; in particolare, la vulnerabilità del ponte tende ad aumentare (diminuisce il valore di α) se aumenta f/L (passando dall'arco ribassato all'arco a tutto sesto) e/o se aumenta la snellezza delle pile (rappresentata dal rapporto H/B)
- nei ponti monocampata a spalle alte, lo spessore s dell'arco influisce poco sulla risposta della struttura, mentre è fortemente dipendente dalla snellezza della spalla (rappresentata dal rapporto h/S' fra l'altezza e la larghezza della spalla stessa).

CAPITOLO 8. BIBLIOGRAFIA

- *Costruzioni di infrastrutture per i trasporti* - Dott. Ing. Antonio Brencich
- *The masonry arch* - J. Heyman, (1982)
- *La verifica degli archi a conci lapidei* - P. Clemente
- *Il Minimo Moltiplicatore di Rottura degli Archi Murari* - P. Clemente, A. Occhiuzzi (1991)
- *Introduction to dynamics of stone arches. Earthquake engineering and structural dynamics* - P. Clemente (1998)
- *A simplified procedure for assessing the seismic capacity of masonry arches* - A. De Luca, A. Giordano, E. Mele (2004)
- *Assessment of multi-span masonry arch bridges I, II* - A. Brencich, U. De Francesco (2004)
- *Vulnerabilità sismica di ponti ad arco in muratura di pietrame* - L. Pelà, A. Aprile, A. Benedetti (2006)
- *Structural capacity of masonry arch bridges to horizontal loads* - F. Da Porto, P. Franchetti, M. Grendene, L. Ranzato, M. Valluzzi, C. Modena (2007)
- *Valutazione della capacità strutturale ai carichi orizzontali dei ponti ad arco in muratura* - M. Grendene, P. Franchetti, L. Ranzato, F. Da Porto, M. Valluzzi, C. Modena (2007)
- *Influence of the geometry and the abutments movement on the collapse of stone arch bridges* - G. A. Drosopoulos, G.E. Stavroulakis, C. V. Massalas (2008)
- *Valutazione della risposta sismica di ponti ad arco in muratura attraverso modelli di travi a fibre* - De Felice, De Santis (2009)
- *Norme Tecniche per le Costruzioni 2008*
- *Verifica sismica di ponti in muratura - Tesi di laurea* - Ranzato (2006)
- *Valutazione della sicurezza dei ponti ad arco in muratura: metodi ispettivi e verifiche numeriche - Tesi di Laurea* - S. Pederiva (2011)
- *Verifica sismica di ponti ferroviari in muratura - Tesi di laurea* - D. Alì Santoro (2011)
- *Capacità strutturale dei ponti ad arco in muratura nei confronti dell'azione sismica - Tesi di laurea* - G. Gezzele (2011)