

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

-Indirizzo Strutture-

D.I.C.A.M.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

PROGETTI DI STRUTTURE LS

**VALUTAZIONE DELLE PROPRIETA' DI DIVERSE
MISURE D'INTENSITA' DELLO SCUOTIMENTO SISMICO**

Tesi di laurea di:
EMANUELE BRACCIALI

Relatore:
Chiar.mo Prof. MARCO SAVOIA

Correlatore
Dott. Ing. NICOLA BURATTI

Anno Accademico 2009/2010

Sessione III

Indice

Introduzione	I
1. Performance Based Earthquake Engineering	1
1.1. Formalizzazione del frame work	3
1.1.1. Analisi della pericolosità sismica	5
1.1.2. Analisi strutturale	9
1.1.3. Analisi del danno	11
1.1.4. Analisi delle perdite	12
2. Misure d'intensità sismica	17
2.1. Proprietà desiderabili in una misura d'intensità	17
2.1.1. Efficienza	17
2.1.2. Sufficienza	18
2.1.3. Robustezza nei confronti della scalatura	18
2.1.4. Calcolo della pericolosità	19
2.2. Misure d'intensità scalari	19
2.3. Misure d'intensità avanzate	36
2.4. Misure d'intensità vettoriali	39
3. Modelli strutturali e di analisi	47
3.1. Modelli strutturali non lineari	47
3.1.1. Modelli a plasticità diffusa	48
3.1.2. Modelli a plasticità concentrata	56
3.2. Indici di danno	64
3.3. Metodi di analisi dei risultati	68
3.3.1. Metodi narrow-range	68
3.3.2. Metodi wide range	70
3.4. Modelli strutturali e di analisi usati in alcuni studi recenti	72
4. Calcolo delle misure d'intensità dello scuotimento e loro correlazione .	85
4.1. Data set accelerometrico	85
4.1.1. Magnitudo momento	86
4.1.2. Distanza dal campo di rottura	88
4.1.3. Velocità onde di taglio	89
4.1.4. Frequenza più bassa utilizzabile	89
4.2. Scelta periodo e smorzamento strutturale	91
4.2.1. Periodo fondamentale	91
4.2.2. Smorzamento	92

4.3.	Misure d'intensità calcolate	95
4.3.1.	Calcolo delle misure d'intensità considerate	97
4.4.	Correlazione tra le misure	107
5.	Analisi dinamiche non lineari su sistemi SDOF	117
5.1.	Analisi dinamica non lineare	117
5.2.	Correlazione tra domanda di spostamento inelastico massimo e misure d'intensità	122
5.2.1.	Spostamento- pga	122
5.2.2.	Spostamento- pgv	124
5.2.3.	Spostamento- pgd	126
5.2.4.	Spostamento- PSa(T), PSv(T), Sd(T)	128
5.2.5.	Spostamento- misure d'intensità basate sull'accelerazione.....	131
5.2.6.	Spostamento- misure d'intensità basate sulla velocità	135
5.2.7.	Spostamento- misure d'intensità basate sullo spostamento.....	138
5.2.8.	Spostamento- misure d'intensità ibride	140
5.2.9.	Spostamento- dTrif	142
5.2.10.	Spostamento- EPA	142
5.2.11.	Spostamento- EPV	143
5.2.12.	Spostamento- SIH	143
5.2.13.	Spostamento- SIHc	144
5.2.14.	Spostamento- IMc	144
5.2.15.	Spostamento- IMCRr4	147
5.2.16.	Spostamento- IMSRr6	150
5.2.17.	Spostamento- SAavg.....	153
5.2.18.	Spostamento- INP04	155
5.2.19.	Spostamento- SIm	158
5.2.20.	Spostamento- SIHkk	161
6.	Proprietà delle misure d'intensità studiate. Sistemi SDOF	164
6.1.	Tecniche di regressione utilizzate	164
6.1.1.	Regressione stepwise	169
6.2.	Efficienza delle misure calcolate	171
6.2.1.	SDOF T=0.25s e R=2	172
6.2.2.	SDOF T=1.0s,DR=0.05 e R=2	181
6.2.3.	SDOF T=2.0s,DR=0.05 e R=2	190
6.2.4.	SDOF T=0.25s e R=8	198
6.2.5.	SDOF T=1s e R=8	207
6.2.6.	SDOF T=2s e R=8	215

6.3.	Dispersioni dei residuali delle regressioni al variare di R e T.....	223
6.3.1.	pga, pgv, pgd.....	224
6.3.2.	PSaT.....	225
6.3.3.	IMc.....	227
6.3.4.	SAavg.....	228
6.3.5.	SIH.....	229
6.3.6.	SIHkk.....	229
6.3.7.	Iz.....	231
6.3.8.	dTrif.....	231
6.4.	Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla distanza Rjb.....	231
6.4.1.	SDOF T=0.25s, $\xi=0.05$ e R=2.....	233
6.4.2.	SDOF T=1s, $\xi=0.05$ e R=2.....	237
6.4.3.	SDOF T=2s, $\xi=0.05$ e R=2.....	240
6.4.4.	SDOF T=0.25s, $\xi=0.05$ e R=8.....	243
6.4.5.	SDOF T=1s, $\xi=0.05$ e R=8.....	247
6.4.6.	SDOF T=2s, $\xi=0.05$ e R=8.....	250
6.5.	Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla magnitudo Mw.....	253
6.5.1.	SDOF T=0.25s, $\xi=0.05$ e R=2.....	253
6.5.2.	SDOF T=1 s, $\xi=0.05$ e R=2.....	257
6.5.3.	SDOF T=2s, $\xi=0.05$ e R=2.....	260
6.5.4.	SDOF T=0.25s, $\xi=0.05$ e R=8.....	264
6.5.5.	SDOF T=1s, $\xi=0.05$ e R=8.....	267
6.5.6.	SDOF T=2s, $\xi=0.05$ e R=8.....	270
7.	Proprietà delle misure d'intensità studiate. Sistemi MDOF	275
7.1.	Modelli strutturali a più gradi di libertà.....	275
7.2.	Efficienza per i sistemi MDOF.....	277
7.2.1.	Efficienza per telaio a due piani.....	279
7.2.2.	Efficienza per telaio a quattro piani.....	288
7.2.3.	Efficienza per telaio a sei piani.....	298
7.3.	Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla distanza Rjb.....	307
7.3.1.	Sufficienza per telaio a due piani.....	307
7.3.2.	Sufficienza per telaio a quattro piani.....	311
7.3.3.	Sufficienza per telaio a sei piani.....	315
7.4.	Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla magnitudo Mw.....	319
7.4.1.	Sufficienza per telaio a due piani.....	319
7.4.2.	Sufficienza per telaio a quattro piani.....	323
7.4.3.	Sufficienza per telaio a sei piani.....	327

7.5.	Riepilogo dei risultati ottenuti per sistemi a più gradi di libertà.....	331
8.	Proprietà delle misure d'intensità studiate. Sistemi SDOF con degrado	333
8.1.	Modello isteretico con degrado.....	333
8.2.	Efficienza per sistemi SDOF con degrado ciclico	335
8.2.1.	Misure efficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s.....	335
8.2.2.	Misure inefficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s	338
8.2.3.	Misure efficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s.....	340
8.2.4.	Misure inefficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s	342
8.2.5.	Misure efficienti per sistemi SDOF $T=2$ s.....	344
8.2.6.	Misure inefficienti per sistemi SDOF $T=2$ s	347
8.3.	Sufficienza per sistemi SDOF con degrado ciclico nei confronti della distanza R_{jb}	349
8.3.1.	Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s.....	349
8.3.2.	Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s.....	350
8.3.3.	Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s.....	351
8.3.4.	Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s.....	352
8.3.5.	Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=2$ s.....	353
8.3.6.	Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=2$ s.....	354
8.4.	Sufficienza per sistemi SDOF con degrado ciclico nei confronti della magnitudo M_w	355
8.4.1.	Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s.....	355
8.4.2.	Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s.....	356
8.4.3.	Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s.....	357
8.4.4.	Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s.....	358
8.4.5.	Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=2$ s.....	359
8.4.6.	Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=2$ s.....	360
8.5.	Riepilogo dei risultati ottenuti per sistemi SDOF con degrado	361
9.	Ricerca di una maggiore efficienza attraverso misure d'intensità vettoriali.....	365
9.1.	Ricerca delle misure candidate	366
9.1.1.	Sistema strutturale MDOF. Telaio a due piani con $T=0.46$ secondi 366	
9.1.2.	Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=0.75$ secondi.....	370
9.1.3.	Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=2$ secondi.....	372
9.2.	Misure d'intensità vettoriali.....	375
9.2.1.	Sistema strutturale MDOF. Telaio a due piani con $T=0.46$ secondi 376	
9.2.2.	Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=0.75$ secondi.....	383

9.2.3. Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=2$ secondi	389
9.3. Riepilogo dei risultati ottenuti utilizzando misure d'intensità vettoriali	395
Bibliografia	397

Introduzione

La progettazione sismica negli ultimi anni ha subito una forte trasformazione, infatti con l'introduzione delle nuove normative tecniche si è passati dallo svolgere una verifica delle capacità locali dei singoli elementi ad una progettazione con un approccio di tipo probabilistico, il quale richiede il soddisfacimento di una serie di stati limite ai quali viene attribuita una certa probabilità di superamento. La valutazione dell'affidabilità sismica di una struttura viene condotta di solito attraverso metodologie che prendono il nome di Probabilistic Seismic Design Analysis (PSDA) in accordo con la procedura del Performance Based Earthquake Engineering (PBEE). In questa procedura di tipo probabilistico risulta di notevole importanza la definizione della misura d'intensità sismica, la quale può essere utilizzata sia come predittore della risposta strutturale a fronte di un evento sismico, sia come parametro per definire la pericolosità di un sito. Queste misure d'intensità possono essere definite direttamente dalla registrazione dell'evento sismico, come ad esempio l'accelerazione di picco del terreno, oppure sulla base della risposta, sia lineare che non, della struttura soggetta a tale evento, ovvero quelle che vengono chiamate misure d'intensità spettrali. Come vedremo è preferibile l'utilizzo di misure d'intensità che soddisfino certe proprietà, in modo da far risultare più efficace possibile la risoluzione del problema con l'approccio probabilistico PBEE. Obiettivo principale di questa dissertazione è quello di valutare alcune di queste proprietà per un gran numero di misure d'intensità sismiche a partire dai risultati di risposta strutturale ottenuti mediante analisi dinamiche non lineari nel tempo, condotte per diverse tipologie di strutture con differenti proprietà meccaniche.

Nel *primo capitolo* viene introdotto il concetto di progettazione di tipo prestazionale e la procedura del Performance Based Earthquake Engineering, in particolare vengono descritte le quattro fasi alla base di essa, ovvero l'analisi della pericolosità sismica, l'analisi strutturale, l'analisi dei danni e l'analisi delle perdite, oltre alle varie grandezze che intervengono in ognuna di esse.

Nel *secondo capitolo* si descrivono le proprietà che preferibilmente devono possedere le varie misure d'intensità per condurre nel modo migliore possibile le varie analisi alla base di questa procedura, inoltre viene presentato uno stato

dell'arte sulle misure d'intensità dello scuotimento sismico proposte da vari autori nel corso degli anni, riportando in modo dettagliato le assunzioni e i dati che essi hanno utilizzato per definirle.

Nel *terzo capitolo* vengono riportati quelli che sono i modelli di maggior rilievo e utilizzo pratico per la descrizione del comportamento non lineare delle strutture, i quali possono distinguersi in due principali categorie, ovvero modelli a plasticità diffusa e quelli a plasticità concentrata, inoltre si riportano le caratteristiche dei sistemi strutturali, e quindi la loro modellazione non lineare, utilizzati dagli autori delle misure d'intensità proposte di recente allo scopo di valutare le loro proprietà. Sempre in questo capitolo si descrivono i metodi maggiormente utilizzati per esprimere la relazione tra i parametri che descrivono la risposta strutturale (Engineering Demand Parameter) e quelli che descrivono lo scuotimento sismico, al fine di ricavare quei parametri statistici utili alla risoluzione del problema. Si illustrano inoltre alcuni degli indici proposti in letteratura per esprimere l'entità del danno strutturale occorso a fronte di un terremoto, i quali risultano essere collegati direttamente al collasso della struttura.

Nel *quarto capitolo* si definisce il database accelerometrico utilizzato per valutare le varie misure d'intensità a cui si è fatto riferimento e per condurre le analisi non lineari sulle strutture. Tale data set accelerometrico è stato creato scegliendo le registrazioni dall'NGA database secondo alcuni criteri prestabiliti riguardanti le informazioni disponibili sulle registrazioni. Definito questo, si procede infine al calcolo delle misure d'intensità dello scuotimento sismico per poi valutare la relazione tra esse tramite un'analisi di correlazione, che ci permette di vedere come si influenzano tra di loro.

Nel *quinto capitolo* vengono descritte le caratteristiche dei sistemi ad un solo gdl, oltre ad illustrare la metodologia di calcolo utilizzata per valutare la domanda di spostamento inelastico, da utilizzarsi poi per studiare le proprietà delle varie misure d'intensità. Dopo aver valutato quindi la risposta per ognuno degli oscillatori semplici, sottoposti alle varie registrazioni accelerometriche, si conclude conducendo un'analisi di correlazione tra essa e le misure d'intensità dello scuotimento sismico, al fine di valutare la relazione tra queste due grandezze.

Nel *sesto capitolo* si definiscono le tecniche di regressione utilizzate per valutare la relazione di causa ed effetto tra le misure d'intensità e i parametri di risposta (*edp*). Una volta condotte le regressioni è possibile valutare dai risultati ottenuti l'efficienza e la sufficienza, ovvero due delle proprietà desiderabili in una misura d'intensità sismica. In questo capitolo tali proprietà vengono studiate, per ogni misura d'intensità presa in esame, a partire dai risultati di risposta strutturale degli oscillatori semplici, illustrando quelle che più soddisfano i requisiti richiesti e al contrario quelle per cui non vengono soddisfatti.

Nel *settimo capitolo* si fa riferimento a sistemi strutturali a più gdl, composti da tre telai piani in c.c.a. rispettivamente di due, quattro e sei piani, caratterizzati da tre periodi fondamentali diversi, inoltre la non linearità viene espressa attraverso modelli a plasticità diffusa. Si conducono quindi, a partire dai valori di risposta strutturale individuati dallo spostamento massimo d'interpiano e dalle misure d'intensità calcolate, delle analisi di regressione al fine di valutare l'efficienza e la sufficienza di queste misure.

Nell'*ottavo capitolo* si utilizzano tre sistemi ad un solo gdl, aventi periodo di oscillazione diverso tra loro e caratterizzati da un comportamento ciclico con degrado basato sull'energia dissipata. Si valuta a partire dalla domanda di spostamento calcolata per ogni oscillatore sottoposto ai diversi input sismici ed i valori delle misure d'intensità, l'efficienza e la sufficienza di ognuna di essa.

Nel *nono capitolo* infine si cerca di definire delle misure d'intensità di tipo vettoriale, ovvero composte da due parametri descrittivi dello scuotimento sismico, in modo da migliorare l'efficienza e la sufficienza rispetto a quelle di tipo scalare. Queste proprietà vengono valutate a partire dai risultati di risposta strutturale ottenuti da un sistema a più gdl e da due oscillatori semplici con degrado, presi tra quelli analizzati in precedenza.

1. Performance Based Earthquake Engineering

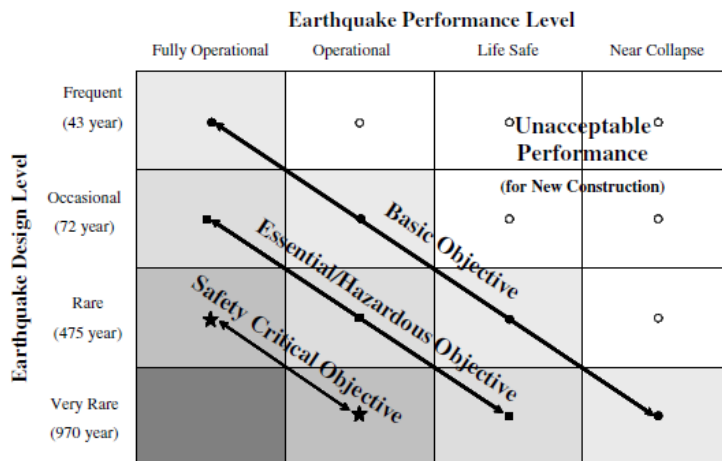
Il centro di ricerca statunitense PEER ha concentrato per diversi anni la ricerca sullo sviluppo di procedure, conoscenze e strumenti atti alla valutazione delle prestazioni sismiche di edifici e ponti. Negli ultimi anni sono stati compiuti notevoli progressi nella definizione di misure di prestazione e procedure di sviluppo nelle quali si combinano le discipline della sismica, dell'Ingegneria, della finanza e aspetti pertinenti alla società. Il PEER ha sviluppato un approccio probabilistico i cui obiettivi principali sono:

- Agevolare la capacità decisionale sulla gestione del rischio in relazione alla produttività ed al costo delle costruzioni in aree ad alta sismicità.
- Facilitare l'attuazione della progettazione fondata su un approccio di tipo prestazionale da parte della disciplina ingegneristica.
- Creare le basi attraverso le quali gli organismi addetti alla stesura delle normative possano impostare lo sviluppo di disposizioni di tipo prestazionale.

La prima generazione di procedure atte alla valutazione delle prestazioni delle strutture si basa su concetti espressi nei documenti SEAOC Vision 2000 (Vision 1995) e FEMA 273 (FEMA 1997), dove gli autori definiscono vari livelli di prestazione in funzione dell'entità dell'azione sismica. Per quanto concerne il Vision 2000 si distinguono i seguenti livelli:

- Fully operational: legato a prestazioni a cui l'edificio sarà sicuramente chiamato a rispondere e per cui non si debbano verificare danni a elementi strutturali e non.
- Operational: legato a prestazioni che possono comportare piccoli danni agli elementi non strutturali e a sistemi interni.
- Life safety: prestazioni in cui i danni si manifesteranno all'edificio ma in cui la sicurezza per chi lo occupa sarà ancora garantita.
- Near collapse: indica il livello prestazionale più pericoloso perché per far fronte ad esso l'edificio subirà seri danni strutturali e pertanto sarà in pericolo la sicurezza delle persone.

Ogni livello prestazionale è messo in relazione alla probabilità di accadimento di un evento sismico, quest'ultima valutata attraverso processi di Poisson.



1.1 Vision 2000 Obiettivi prestazionali raccomandati

Anche il FEMA 273 esprime gli obiettivi di progetto in modo del tutto simile, sebbene con piccole variazioni nella descrizione delle prestazioni e dei livelli di intensità sismica. Ogni livello di performance globale è dettagliato in termini di prestazione del singolo elemento e il progetto è ritenuto soddisfatto se le analisi strutturali indicano che le forze o le deformazioni sui vari elementi non eccedano dei limiti prestabiliti. Queste procedure concettualizzano il problema come mostrato nella seguente figura, dove viene visualizzata la relazione tra le forze laterali indotte dal sisma e il livello di danno che ne consegue.

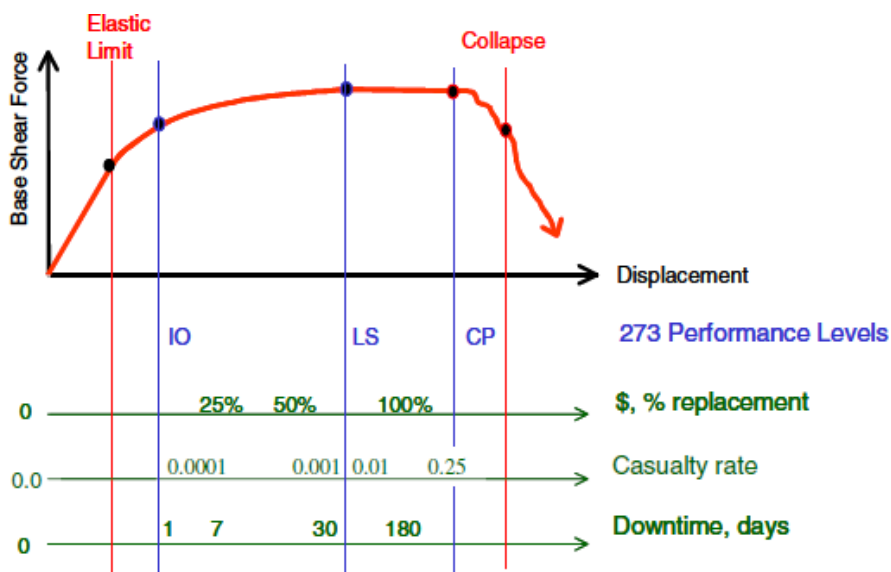


Figura 1.2 Visualizzazione del performance based earthquake engineering

Questa prima generazione di procedure presentavano alcune carenze ed inoltre le limitazioni delle tecnologie disponibili non hanno permesso ulteriori sviluppi in quel periodo. Da allora, il Pacific Earthquake Engineering Research Center ha

avviato un programma di ricerca volto a sviluppare una metodologia più robusta per l'ingegneria sismica basata sulle prestazioni. Riconoscendo la complessità della natura multidisciplinare del problema, il PEER ha suddiviso il processo in elementi logici che possono essere studiati e risolti in modo rigoroso e coerente. Il processo inizia con la definizione di misure d'intensità dello scuotimento sismico (*IM*) che definiscono, in un certo senso probabilistico, le caratteristiche salienti del rischio sismico che influenzano la risposta strutturale. Il passo successivo è quello di determinare i parametri di domanda Ingegneristica (*EDP*), che descrivono la risposta strutturale in termini di deformazioni, accelerazioni o altre quantità calcolate dalle analisi di sistemi strutturali sottoposti a input provenienti da registrazioni di terremoti. Gli engineering demand parameters sono successivamente relazionati alle misure di danno (*DM*), le quali descrivono lo stato della struttura e delle sue componenti. Infine, data una dettagliata descrizione probabilistica del danno, il processo culmina con il calcolo delle variabili di decisione (*DV*), che traducono i danni in quantità che entrano nelle decisioni di gestione del rischio. Le variabili di decisione possono essere definite in differenti quantità, come le spese di riparazione, i tempi di inattività di produzione e il numero di vittime a seguito di un certo evento.

Performance Targets	Decision Variables DV	Damage Measures DM	Engineering Demands EDP	Seismic Hazard IM
<ul style="list-style-type: none"> • Collapse & Life safety $P_f < y$ • Losses $< x$ • Downtime $< z$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Collapse • Number of casualties • \$ losses • Length of downtime 	<ul style="list-style-type: none"> • Fragilities for failure states –Structural –Nonstructural –Content 	<ul style="list-style-type: none"> • Engrg. analysis (story drift, floor acc.) –Soil–foundation –structure system 	<ul style="list-style-type: none"> • Hazard analysis • Ground motions
$\lambda(DV)$	$G(DV/DM)$	$G(DM/EDP)$	$G(EDP/IM)$	$\lambda(IM)$

Figura 1.3 Variabili della procedura prestazionale PBEE

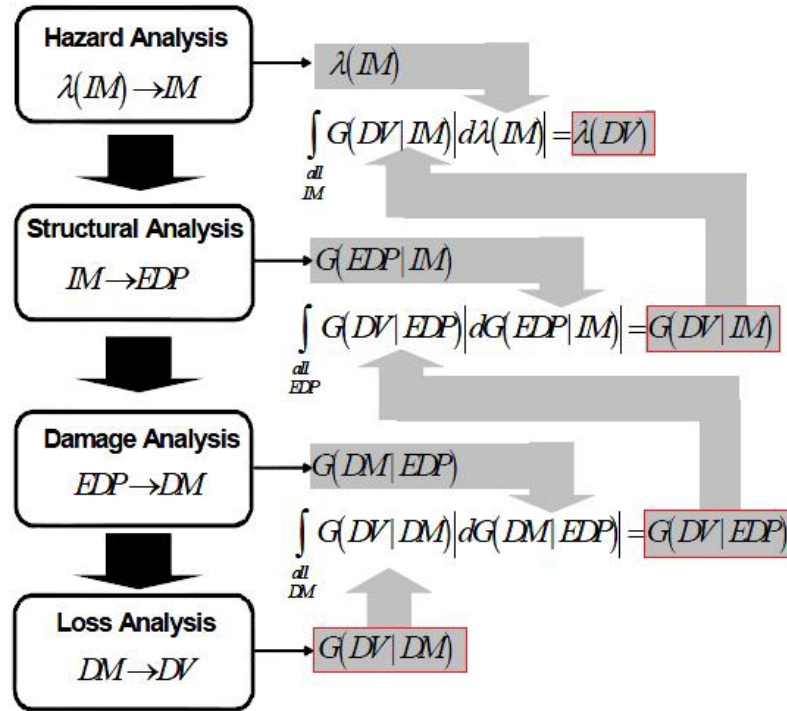
1.1. Formalizzazione del frame work

Data l'incertezza e la variabilità insita nella risposta sismica, ne consegue che una metodologia basata sulle prestazioni dovrebbe essere formalizzata su base probabilistica. Il quadro di valutazione probabilistica PBEE è descritto in termini di quattro fasi principali di analisi, ovvero: analisi della pericolosità sismica,

analisi strutturali e non strutturali, analisi dei danni e l'analisi delle perdite. Le quattro variabili generalizzate (IM , EDP , DM , e DV) del quadro di valutazione delle prestazioni, possono essere combinate nella seguente equazione in modo da descrivere il risultato in senso probabilistico:

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV|DM)dG(DM|EDP) dG(EDP|IM)d\lambda(IM)$$

Questa equazione deriva direttamente dal teorema della probabilità totale, dove la quantità risultante sul lato sinistro $\lambda(DV)$, è una descrizione probabilistica della variabile decisionale, come ad esempio la frequenza media annua che DV superiori un dato valore specificato. Ad esempio, $\lambda(DV)$ potrebbe essere la frequenza media annuale delle perdite di denaro (costi di riparazione) superiore al 50% del costo di ricostruzione della struttura. $G(EDP|IM)$, $G(DM|EDP)$ e $G(DV|DM)$, o i loro derivati, che troviamo sul lato destro dell'equazione, sono le probabilità condizionate che relazionano una quantità all'altra. Ad esempio, $G(EDP|IM)$ potrebbe essere la probabilità di superare uno specifico valore di spostamento di interpiano (EDP) in una struttura sottoposta ad un movimento del terreno con una specifica accelerazione spettrale (IM). L'ultimo termine alla destra dell'equazione proposta $d\lambda(IM)$, rappresenta la derivata della curva di pericolosità sismica, che relaziona la misura d'intensità proposta, come appunto l'accelerazione spettrale, alla sua frequenza media annuale di superamento. La forma dell'equazione del PBEE implica che le variabili intermedie (DM e EDP) vengano scelte in modo tale che le probabilità condizionate siano indipendenti l'una dall'altra, questo implica ad esempio che data la risposta strutturale, descritta da EDP , le misure di danno (DM) sono condizionalmente indipendenti dall'intensità del moto del suolo (IM), ovvero non ci sono effetti significativi del movimento del suolo che influenzano il danno e non si riflettono nel parametro di domanda calcolato. Lo stesso si può dire circa l'indipendenza condizionale delle variabili di decisione (DV) dalle misure d'intensità IM o della risposta strutturale EDP , dato $G(DV|DM)$. Allo stesso modo, la misura di intensità (IM) deve essere scelta in modo che la risposta strutturale (EDP) non sia ulteriormente influenzata da parametri come la magnitudo e la distanza dell'evento sismico, i quali sono già stati integrati nella determinazione di $d\lambda(IM)$.



1.4 Layout della metodologia prestazionale PBEE

1.1.1. Analisi della pericolosità sismica

Il primo passo nella metodologia del PBEE è la valutazione della pericolosità sismica, ovvero l'*Hazard Analysis*, che ha lo scopo di fornirci $\lambda(IM)$. Per ottenere questo è possibile fare riferimento alla metodica studiata da Cornell (Cornell 1968) che si sviluppa nei seguenti passi:

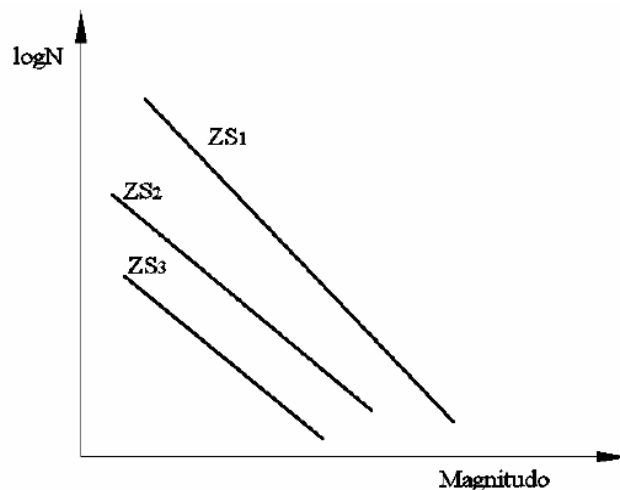
- Individuazione delle zone sorgenti.
- Parametrizzazione delle leggi di occorrenza dei terremoti per ciascuna zona sorgente.
- Parametrizzazione empirica della propagazione attraverso l'uso di opportune leggi di attenuazione.
- Calcolo probabilistico dell'*hazard*.

La prima fase consiste nella ricostruzione della sismicità storica di un determinato sito e nell'individuazione di quelle zone che sono omogenee dal punto di vista della sismicità; conoscendo l'andamento delle strutture geologiche superficiali e profonde, i movimenti recenti, la distribuzione degli eventi sismici e la ricostruzione del tipo di movimento che ha dato origine al terremoto, è possibile individuare e delimitare delle aree omogenee dal punto di vista della sismicità e

dette zone sismogenetiche. Una zona sismogenetica è quella zona che si ritiene dotata di un tasso di sismicità uniforme, ovvero di un'unica distribuzione $F_M(m)$ della magnitudo. La seconda fase permette di esplicitare, per ogni zona sismogenetica, la distribuzione della magnitudo $F_M(m)$; viene quindi determinata una relazione tra il numero di eventi e magnitudo denominata relazione di ricorrenza, che è in genere rappresentata dalla relazione di Gutenberg-Richter dal nome degli studiosi che l'hanno formulata, che si esprime come:

$$\log N(I) = a - bI$$

dove N è il numero di eventi, I l'intensità macrosismica, a e b delle costanti che dipendono dal territorio considerato.



1.5 Curva di Gutenberg-Richter per diverse zone sismogenetiche

La terza fase consiste nel costruire un modello che rappresenti la variazione dell'intensità macrosismica con la distanza dall'epicentro. Generalmente gli effetti del terremoto diminuiscono allontanandosi dall'area epicentrale, tuttavia, in presenza di particolari condizioni geologiche e morfologiche (condizioni locali) si possono avere fenomeni di amplificazione difficilmente rappresentabili attraverso un modello matematico. Si stabilisce quindi una relazione che meglio riproduca gli effetti realmente osservati in occasione di eventi sismici del passato. Per esempio è possibile esprimere una relazione di attenuazione nel seguente modo:

$$Y = c_1 e^{c_2 M} R^{-c_3} e^{-c_4 R} e^{c_5 F} e^{c_6 S} \varepsilon$$

Che usualmente viene espressa in scala logaritmica come:

$$\ln Y = c_1 + c_2 M - c_3 \ln R - c_4 R + c_5 F + c_6 S + \varepsilon$$

dove Y rappresenta la grandezza da valutare, ovvero il parametro del moto del terreno, M la magnitudo, R la distanza dall'epicentro, F il meccanismo di faglia, S le condizioni locali di sito e ϵ l'errore random. Una legge impiegata con una certa regolarità per il territorio italiano è quella di Sabetta-Pugliese (Sabetta and Pugliese 1987):

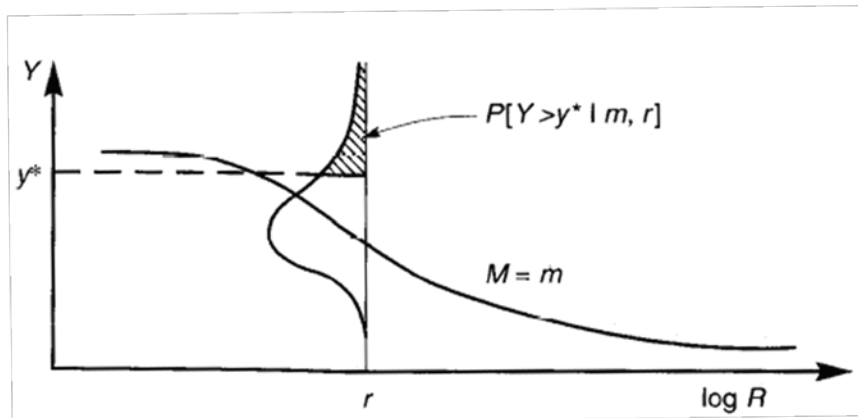
$$\log_{10}(Y) = a + bM + c \log_{10} \sqrt{(R^2 + h^2)} + e_1 S_1 + e_2 S_2 \pm \sigma$$

dove S_1 e S_2 sono due parametri che si riferiscono al sito da un punto di vista geologico, mentre a , b , e_1 , e_2 e σ (deviazione standard), sono i parametri che variano a seconda della grandezza che si intende determinare.

Il calcolo probabilistico dell'*hazard* può essere condotto attraverso la seguente formulazione generalizzata usando il teorema totale di probabilità:

$$P(Y > y) \cong \sum v_i \iint P[Y > y | M, R] f_{M,R}(m, r) dm dr$$

dove Y e y sono i parametri di moto del terreno, M e m la magnitudo, R e r la distanza e v_i il tasso del terremoto per la sorgente i -esima e la sommatoria è su tutti i contributi di ogni sorgente. La quantità da integrare $P[Y > y | M, R]$ rappresenta la probabilità, ottenuta dall'attenuazione, che un terremoto di magnitudo M e distanza R porti al superamento del valore y della specifica misura del moto del terreno utilizzata.



1.6 Illustrazione della probabilità condizionata di superare un particolare valore del parametro di moto del terreno per una data magnitudo e distanza

Calcolata la curva di pericolosità di un sito, la quale esprime la frequenza annuale di superamento di un certo livello di misura d'intensità, è immediato passare ad una stima probabilistica della pericolosità, infatti se si ipotizza che:

- un evento sismico può accadere in qualunque istante di tempo

- l'intervallo di tempo durante il quale un evento si verifica è assolutamente indipendente dall'intervallo di tempo durante il quale si verifica un qualunque altro evento
- la frequenza di ricorrenza di un evento in un intervallo limitato di tempo T_d è proporzionale a T_d e può essere espressa come $\lambda \cdot T_d$, dove λ è la frequenza media di ricorrenza di quell'evento ed è assunta costante

quindi è possibile utilizzare la distribuzione della probabilità di Poisson per definire la pericolosità sismica di un'area, questa esprime la probabilità che si verifichi un numero n di eventi in un periodo di tempo fissato T_d se questi eventi si ripetono nel tempo con una data frequenza di ricorrenza media λ e se sono indipendenti dal tempo che intercorre fra l'uno e l'altro, la probabilità quindi è:

$$P(n) = P_n = \frac{(\lambda \cdot T_d)^n}{n!} \cdot e^{-\lambda T_d}$$

Cosicché la probabilità che si verifichi un evento è:

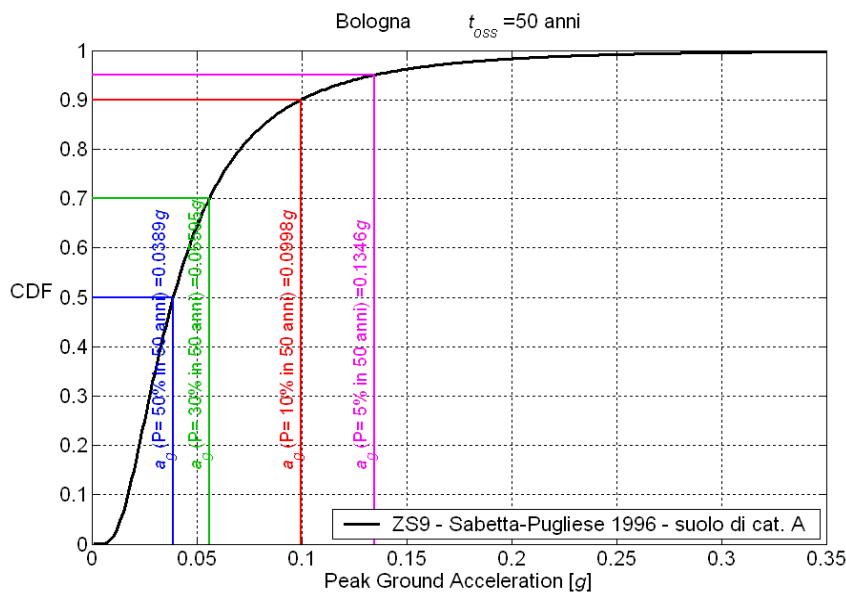
$$P_{n=1} = (\lambda \cdot T_d) e^{-\lambda T_d}$$

La probabilità che non si verifichi alcun evento si può scrivere come:

$$P_{n=0} = e^{-\lambda T_d}$$

per cui la probabilità che si verifichi almeno un evento è:

$$1 - P_{n=0} = 1 - e^{-\lambda T_d}$$



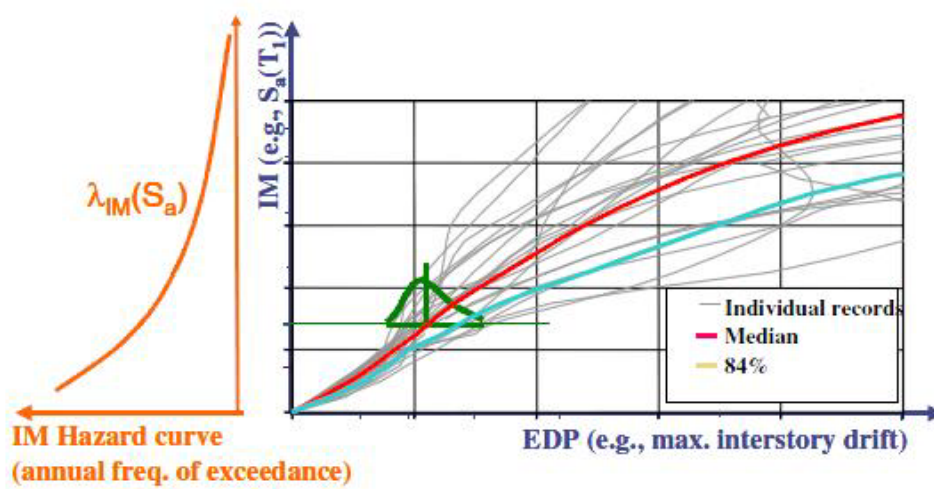
1.7 Valori di accelerazione al suolo per diverse probabilità di accadimento

Di solito l'analisi probabilistica di pericolosità sismica viene condotta con misure d'intensità di largo impiego nella pratica, come l'accelerazione di picco al suolo o l'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale della struttura, con le quali si riesce ad ottenere curve di pericolosità in maniera relativamente semplice. Per molti territori, come anche quello italiano, queste curve sono già state definite e quindi disponibili. La scelta dell'accelerazione di picco come misura d'intensità può essere inizialmente allettante, ma la distribuzione risultante $G(EDP/IM)$ può presentare una variabilità molto ampia, la quale si ripercuote nell'utilizzo di un vasto numero di registrazioni e di analisi non lineari per valutare $G(EDP/IM)$ con una confidenza accettabile. L'uso di valori spettrali come appunto l'accelerazione spettrale, risulta essere un approccio migliore ed è usualmente utilizzato negli standard di progettazione odierni, anche se è da valutare che questa misura sia la scelta migliore in termini di equilibrio tra semplicità e precisione, infatti negli ultimi anni si sono studiate le varie criticità che essa presenta e molti autori hanno proposto nuove misure da utilizzare per avere un'accuratezza migliore nella valutazione della risposta strutturale. Riguardo a quest'ultimo aspetto vedremo nel capitolo successivo alcune misure d'intensità definite da vari autori per cercare di ridurre la variabilità della risposta strutturale.

1.1.2. Analisi strutturale

Data una certa misura d'intensità IM e l'input del terremoto, il passo successivo consiste nell'eseguire analisi strutturali per determinare i valori dei parametri di domanda ingegneristici EDP , che caratterizzano la risposta in termini di deformazioni, accelerazioni, forze indotte, o altre quantità adeguate. Gli EDP più comuni per i componenti strutturali sono lo spostamento e le rotazioni di interpiano, oltre alle deformazioni inelastiche, mentre per i componenti non strutturali ci si riferisce di solito ad accelerazioni e velocità di piano e spostamento di interpiano. La relazione tra IM e EDP è di solito trovata conducendo analisi inelastiche sulle strutture dove si dovrebbero tenere in conto di tutti i significativi aspetti della risposta strutturale, compresa l'interazione suolo-fondazione-struttura e il degrado in forza e rigidezza, il quale si riscontra con elevati valori di deformazione oltre a carichi di tipo ciclico. Per mettere in relazione queste due variabili si può procedere, ad esempio, con un tipo di analisi denominata Incremental dynamic analysis (IDA), che consiste nello svolgere

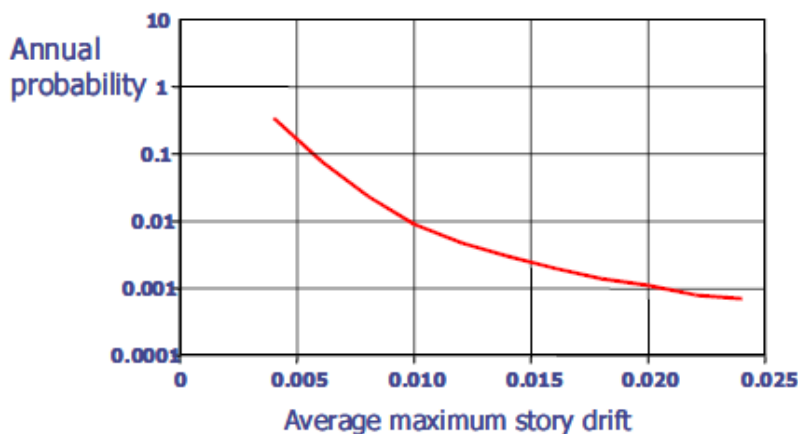
diverse analisi dinamiche sulla stessa struttura, ma con un input sismico di volta in volta scalato in maniera crescente, fino al valore massimo al quale perviene il collasso o si raggiunge un prefissato livello di deformazione o spostamento. Quindi questo tipo di analisi ci fornisce valori di EDP per diversi livelli di IM in modo tale da poter valutare le relazioni statistiche necessarie a calcolare la probabilità di superamento di un certo valore del parametro di domanda data una certa IM .



1.8 curva di rischio sismico e relazione tra EDP e IM attraverso IDA

Calcolata la pericolosità sismica, come mostrato nel paragrafo precedente, è possibile calcolare la relazione di rischio per EDP , la quale ci fornisce la probabilità annuale media di eccedere un certo valore di EDP :

$$\lambda_{EDP}(y) = \int P[EDP > y | IM = im] \cdot d\lambda_{IM}(im)$$



1.9 curva di rischio per EDP

Il valore medio di frequenza annuale di eccedere un certo y di EDP può essere ottenuto attraverso la formulazione proposta da Luco (Luco and Cornell 1998):

$$\lambda_{EDP}(y) = P[EDP > y] = k_0 \left[\left(\frac{y}{a} \right)^{\frac{1}{b}} \right]^{-k} \exp \left[\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln EDP|IM}^2 \right]$$

Questa soluzione in forma chiusa fornisce buoni risultati se vengono soddisfatte le seguenti condizioni:

- la pericolosità sismica si può descrivere attraverso la seguente relazione:

$$\lambda_{IM}(im) = P[IM > im] = k_0 x^{-k}$$

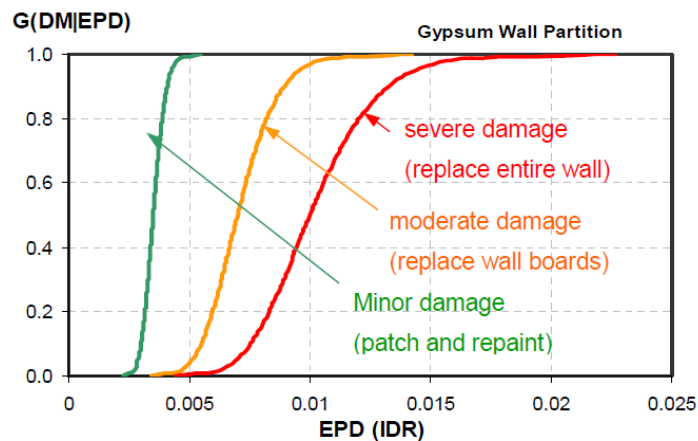
- la relazione tra EDP e IM si può esprimere per il suo valore medio come:

$$E\hat{D}P = a(IM)^b$$

- la dispersione di EDP risulta essere vicina ad un valore costante per tutti i livelli di IM. Questa condizione spesso non è soddisfatta in quanto è stato osservato che la dispersione spesso aumenta con il livello di risposta inelastica.

1.1.3. Analisi del danno

Il passo successivo è quello di eseguire un'analisi dei danni che metta in relazione i parametri di domanda EDP con quelli di danno DM . Quest'ultimi comprendono le descrizioni quantitative dei danni agli elementi strutturali e non e devono essere sufficientemente dettagliate da consentire una successiva quantificazione delle riparazioni necessarie, dell'interruzione della funzionalità, della sicurezza e dei rischi. Prendiamo come esempio la seguente figura che fornisce tre diverse curve di fragilità, ovvero curve che relazionano i parametri di domanda EDP con DM .



1.10 Esempio di curve di fragilità per un muro di partizione interna

In questo esempio si fa riferimento ad un muro di partizione interna in cartongesso e viene scelto come parametro di domanda lo spostamento di interpiano che è considerato un buon estimatore per quanto riguarda il danno di componenti non strutturali. Vengono considerati tre stati di danno:

- danno minore, dove si manifestano le prime fessurazioni nei nodi e fessure con schiacciamento locale vicino alle aperture, oltre ad un possibile danneggiamento delle connessioni. Rappresenta il tipico livello di danno in cui si rende necessaria la riverniciatura ed altre opere di riparazione a basso costo.
- danno moderato, dove si richiede la sostituzione di alcuni pannelli di cartone più la riparazione di alcuni danni di lieve entità.
- danno severo, dove si rende necessaria la sostituzione dell'intera parete.

Avendo stabilito questi stati di danno, risulta relativamente semplice tradurre le riparazioni necessarie in costi di riparazione e di pianificazione. Per gli elementi strutturali è più complesso classificare i danni e le riparazioni, inoltre risulta più difficile calcolare il danno dagli EDP.

1.1.4. Analisi delle perdite

L'ultimo passo della metodologia proposta dal PEER è l'analisi delle perdite, che ha come scopo quello di descrivere le prestazioni sismiche delle strutture in modo quantitativo attraverso delle variabili continue o discrete. Un metodo è quello di riferirsi a perdite di tipo economico, le quali possono essere misurate ad esempio attraverso la perdita che si verifica in media ogni anno nell'edificio $E[L_{Bldg}]$. Il calcolo di tali quantità permette di valutare da parte dei proprietari o degli investitori il livello di perdita economica che essi sono disposti ad accettare, che a sua volta può portare loro a decidere se fare o meno l'investimento sulla costruzione o se aumentare il livello di esborso economico per migliorare le prestazioni sismiche e conseguentemente diminuire il livello di perdita. Si può presumere che la perdita totale di un dato edificio sia uguale alla somma dei costi di riparazione e sostituzione di singoli componenti danneggiati durante gli eventi sismici. Questa perdita può essere calcolata come:

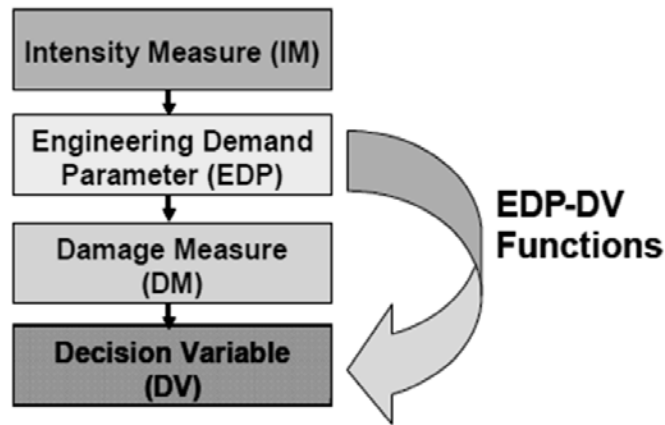
$$L_{Bldg} = \sum_{j=1}^n L_j = L_{j=1} + L_{j=2} + \dots + L_{j=n}$$

dove L_j è la perdita della componente j -esima e n è il numero totale di componenti nella costruzione (da notare che tutte le perdite in questa equazione sono variabili casuali). Alcuni studi hanno mostrato che il calcolo delle perdite attese per un certo livello di intensità del moto del terreno, $E[L_{Bldg}|IM]$, è dato dalla somma tra le perdite dovute al collasso totale della costruzione moltiplicata la probabilità di collasso e le perdite dovute al non collasso moltiplicate per la probabilità di non crollare, il tutto può essere espresso dalla seguente equazione:

$$E[L_{Bldg}|IM] = E[L_{Bldg}|NC, IM]P(NC|IM) + E[L_{Bldg}|C]P(C|IM)$$

dove $E[L_{Bldg}|NC, IM]$ è la perdita attesa in un edificio a condizione che il crollo non sia avvenuto per movimenti di terreno caratterizzati da livelli di intensità pari a IM , $E[L_{Bldg}|C]$ è la perdita attesa quando il crollo è avvenuto nell'edificio, $P(NC|IM)$ è la probabilità che la struttura non crollerà, condizionata dal verificarsi di un terremoto con intensità del moto del suolo IM , infine $P(C|IM)$ è la probabilità che la struttura crollerà condizionata a IM , che è complementare a $P(NC|IM)$, ovvero $P(NC|IM) = 1 - P(C|IM)$.

Il framework del PEER coinvolge diverse integrazioni di molte variabili casuali e quindi richiede uno sforzo di calcolo elevato. Si richiede inoltre di ottenere un inventario completo del fabbricato in corso di valutazione e questo può richiedere molto tempo. L'ammontare dei dati da tenere in conto, come il numero dei componenti dell'edificio, il numero degli stati di danno etc., può diventare travolgente e di conseguenza il processo per l'analisi delle perdite necessita di un tempo troppo esteso, rendendolo proibitivo da condurre su base sistematica. Un modo per ridurre lo sforzo in questo tipo di analisi è quello di relazionare direttamente le perdite economiche (DV) con i parametri di risposta strutturale (EDP) saltando quindi le misure di danno. Per fare questo vanno costruite delle opportune funzioni di fragilità $EDP-DV$.



1.11 Metodologia PEER e sua semplificazione

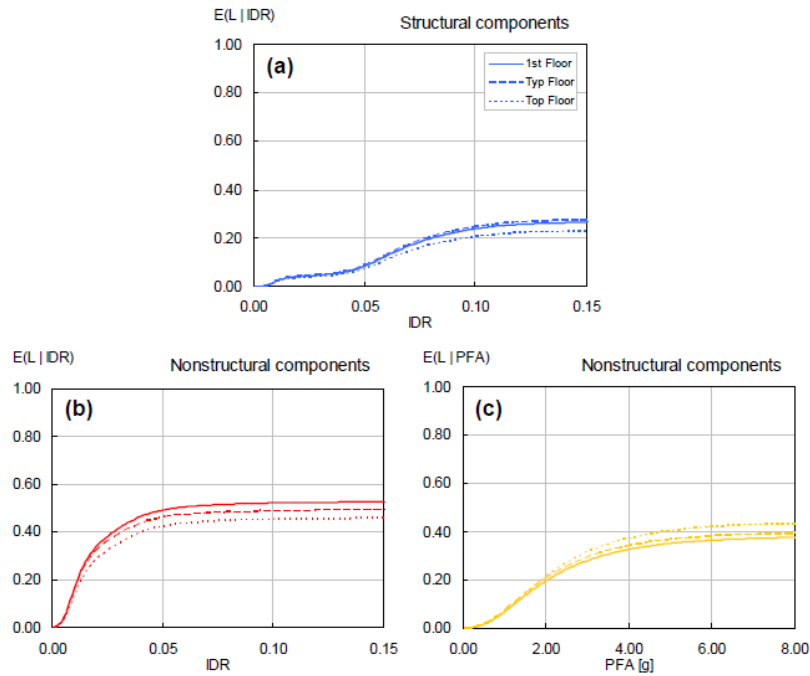
Ad esempio le funzioni EDP-DV possono essere calcolate con riferimento ai vari piani della struttura come fatto da (Ramirez, Miranda et al. 2009), dove vengono sommate tutte le perdite dei vari componenti di un generico piano. Questa sommatoria richiede però la conoscenza per ogni singolo componente, tuttavia è possibile formulare una generica funzione se i componenti dello stesso tipo sono raggruppati assieme ed assumono lo stesso livello di danno. Le perdite per ogni componente tipo possono essere calcolate moltiplicando le perdite relative ad ogni singolo componente per il valore relativo all'intero piano b_j come mostrato di seguito:

$$E'[L_{story}|NC, EDP_k] = \sum_j^m b_j E'[L_j|NC, EDP_j]$$

dove m rappresenta il numero degli stati di danno nel j -esimo componente e $E'[L_{story}|NC, EDP_k]$ le perdite attese dell'intero piano normalizzate attraverso il valore di ripristino dell'intero piano, condizionate al k -esimo EDP . Il valore monetario della perdita attesa per l'intero piano può essere trovato con la seguente equazione:

$$E[L_{story}|NC, EDP_k] = c_l E'[L_{story}|NC, EDP_k]$$

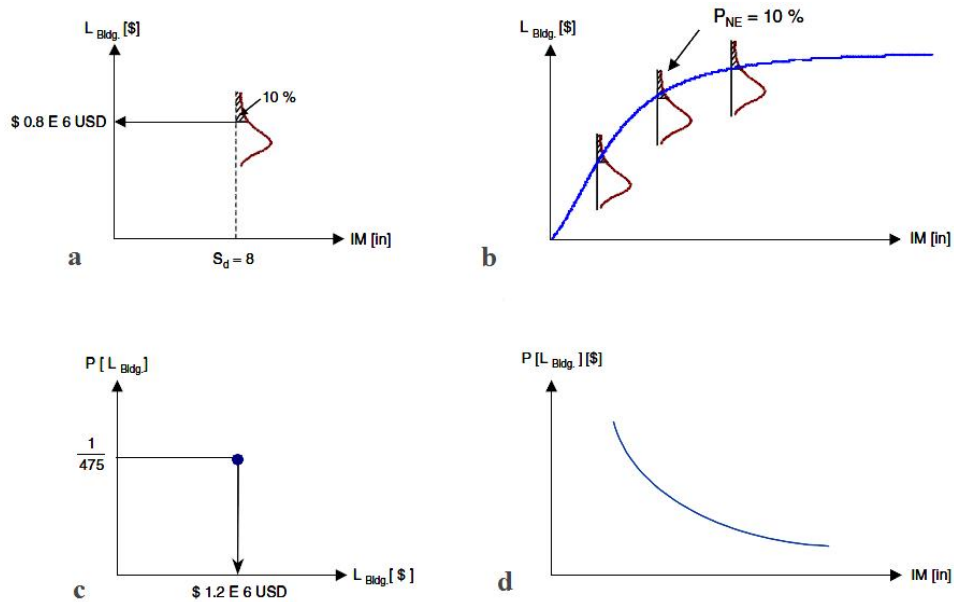
Dove $E[L_{story}|NC, EDP_k]$ è la perdita economica del piano espressa in moneta e c_l è il valore di ripristino del piano espresso nella valuta di riferimento. Nella figura seguente si mostrano esempi di funzioni $EDP-DV$ riferite al primo piano, al piano tipo e all'ultimo piano di un edificio e attribuite a componenti strutturali, con riferimento allo spostamento di interpiano, ed a componenti non strutturali che possono essere sensibili allo spostamento o all'accelerazione del piano.



1.12 Funzioni EDP-DV per componenti strutturali e non

In generale le perdite possono essere espresse attraverso varie vie, come:

- probabilità di perdite per un dato scenario (a)
- perdite associate ad uno scenario continuo (b)
- perdite con una certa probabilità di superamento (c)
- probabilità di superamento di un dato livello di perdite in un definito periodo di tempo (d)



1.13 Differenti rappresentazioni delle perdite

2. Misure d'intensità sismica

Le misure d'intensità sismica (IM) sono grandezze caratteristiche del moto del suolo, ricavabili direttamente dalle registrazioni di eventi sismici, le quali possono essere utilizzate per valutare il potenziale di danno di un terremoto. Molti autori, già dalla metà del secolo scorso, hanno proposto diverse misure d'intensità del moto del suolo allo scopo di valutare quella che riflettesse al meglio le caratteristiche dei terremoti. Si possono suddividere le misure d'intensità a seconda che esse siano basate sull'accelerazione, sulla velocità, sugli spostamenti o quelle di tipo ibrido, inoltre possono essere ricavate da grandezze spettrali, le quali dipendono, oltre all'input sismico, anche dalle caratteristiche delle strutture mediante il loro periodo. Lo spettro di risposta infatti rappresenta la risposta di oscillatore semplice finché restiamo in campo lineare, per questo riveste grande importanza nel definire gli effetti che un terremoto provoca in una costruzione. Prima di elencare e descrivere alcune delle più importanti misure d'intensità proposte in letteratura, descriviamo quelle che sono le proprietà desiderabili che devono avere per essere candidate ad un utilizzo nella procedura probabilistica dettata dal PEER.

2.1. Proprietà desiderabili in una misura d'intensità

La misura d'intensità serve come connessione tra le curve di rischio sismico valutate tramite *PSHA*, tipicamente fornite da sismologi, e le analisi strutturali condotte dagli ingegneri per stimare la $G_{(DM|IM)}$ (Luco 2002). Per assicurare un certo grado di accuratezza nella valutazione delle prestazioni strutturali tramite la procedura probabilistica è desiderabile l'uso di una misura d'intensità che abbia dei particolari requisiti, tra cui: l'efficienza, la sufficienza, la robustezza di scala e la fattibilità del calcolo della pericolosità. Una IM che esibisce tali proprietà tenderà ad essere specifica per la struttura, riconoscendo i modi di vibrare importanti e gli effetti del comportamento non lineare, e al limite, la IM in se stessa è un'aspirante risposta strutturale d'interesse.

2.1.1. Efficienza

Una IM viene considerata efficiente quando attraverso l'uso di essa si riscontra una piccola variabilità nella risposta strutturale per un dato valore di misura di

intensità, cioè un valore piccolo di $\sigma_{(EDP|IM)}$. Tenendo conto che la dispersione è valutabile in $\sigma_{(DM|IM)}/\sqrt{n}$, si può affermare che una riduzione della variabilità ci consente di usare un numero di registrazioni n e di analisi dinamiche non lineari minore per ottenere l'accuratezza desiderata nella procedura probabilistica.

2.1.2. Sufficienza

In relazione alla stima di $G_{(EDP|IM)}$, una IM sufficiente è definita come quella che rende il parametro di domanda (EDP) condizionatamente indipendente, dato un valore di IM , da caratteristiche del terremoto come possono essere la magnitudo M e la distanza dal campo di rottura R . Questa nozione di sufficienza si può estendere ad altre variabili come ad esempio i meccanismi di faglia, i tipi di suolo e condizioni di forward directivity, con quest'ultime che provocano un unico largo impulso di moto all'inizio della registrazione. Se IM non è sufficiente, la stima di $G_{(DM|IM)}$ risulta essere dipendente dalla magnitudo e dalla distanza rendendo la valutazione piuttosto inaccurata e di conseguenza anche $\lambda(LS)$ sarà impreciso. Per ottenere la giusta accuratezza nel calcolo di $\lambda(EDP)$ dovremo procedere nel seguente modo:

$$\lambda_{EDP}(x) = \iint P[EDP > x | im, m, r, etc.] \cdot f_{m,r,etc.|IM}(m, r, etc. | IM) \cdot \dots \\ \cdot d(m, r, etc. | IM) \cdot d\lambda_{IM}(im)$$

Quindi in conclusione possiamo dire che per una IM sufficiente risulta:

$$G_{(EDP|IM)} \cong G_{(EDP|IM,M,R)}$$

2.1.3. Robustezza nei confronti della scalatura

Un'altra proprietà desiderabile è che nello scalare la registrazione ad un certo valore di IM non si provochi un apprezzabile differenza nella risposta strutturale comparata con quella di una registrazione non scalata. Quindi la risposta strutturale ottenuta da registrazioni scalate di fattori diversi ma allo stesso valore di misura d'intensità, deve risultare approssimativamente la stessa. Questa proprietà è importante, in quanto scalare le registrazioni è una pratica spesso usata nella procedura probabilistica per stimare la $G_{(EDP|IM)}$ tramite analisi dinamiche incrementali.

2.1.4. Calcolo della pericolosità

Il PBEE necessita che il calcolo della pericolosità sismica sia condotto in termini della IM in esame. Giovanale (Giovenale, Cornell et al. 2004) definisce il calcolo della pericolosità per una certa IM come lo sforzo richiesto per la valutazione delle curve di pericolosità $\lambda(IM)$. Le mappe e le curve di pericolosità sono già calcolate per misure di intensità come l'accelerazione di picco pga e l'accelerazione spettrale S_a , quindi esse sono immediatamente disponibili e in ogni caso di facile valutazione, mentre l'uso di diverse IM comporta uno sforzo maggiore che varia con le IM stesse.

2.2. Misure d'intensità scalari

Vengono dette misure d'intensità scalari quelle definite attraverso un solo parametro. La maniera più semplice per caratterizzare l'evento sismico consiste nell'utilizzo di parametri di picco e fra questi figurano: la massima accelerazione al suolo pga (peak ground acceleration), la massima velocità pgv (peak ground velocity) e il massimo spostamento pgd (peak ground displacement), ovvero i loro rapporti pgv/pga e pgd/pgv . La pga , è una delle misure più immediate per descrivere un terremoto, tuttavia essa non consente di valutare in modo esaustivo le caratteristiche di un evento sismico, poiché si riferisce a un valore istantaneo di quest'ultimo e non tiene in considerazione di quello che accade nella sua durata complessiva. Si può verificare ad esempio che un terremoto con un contenuto in alta frequenza e grandi valori di pga , possa causare danni strutturali inferiori rispetto a quelli di un terremoto con un contenuto a bassa frequenza e un valore medio di pga . Tuttavia tale parametro resta uno dei più usati poiché l'accelerazione è strettamente legata alle forze dinamiche indotte dal sisma infatti attraverso semplici passaggi matematici è possibile ricavare la distribuzione dei carichi laterali sulla struttura indotti dall'accelerazione del terreno. La pgv sembra invece poter fornire una misura più rappresentativa dell'intensità sismica, poiché è direttamente connessa al contenuto energetico associato all'evento. Essendo la velocità meno sensibile alle componenti del moto di alta frequenza, serve a caratterizzare l'ampiezza del moto sismico alle frequenze intermedie, ed è perciò utile a indicare il potenziale di danneggiamento per tutte quelle strutture sensibili al campo delle frequenze intermedie. La pgd è il valore di ampiezza massima

dello spostamento, il quale è associato alle componenti in bassa frequenza del moto, quindi caratterizza l'ampiezza alle basse frequenze. Questo parametro viene di solito ricavato dalla doppia integrazione della accelerazione, introducendo così degli errori di calcolo, i quali possono essere eliminati attraverso una registrazione diretta degli spostamenti che risulta però di difficile applicazione pratica con la strumentazione attualmente disponibile. Per quanto riguarda il rapporto tra pgv e pga è stato dimostrato, da Zhu e altri autori, che terremoti con frequenze dominanti elevate sono caratterizzati da alti valori di tale rapporto, mentre quelli con frequenze dominanti più basse sono generalmente associati a valori bassi. Zhu, Tso e Heidebrecht (Tso, Zhu et al. 1992) hanno studiato, attraverso un'analisi statistica basata su tre gruppi di registrazioni di terremoti reali con basso, medio e alto rapporto pga/pgv , l'importanza della variazione di tale rapporto sulla richiesta di duttilità per un sistema *s dof* (single degree of freedom). Essi hanno osservato che questa misura ha un effetto importante sulla risposta del sistema, in particolare per le strutture sottoposte agli eventi sismici caratterizzati da un basso valore di pga/pgv , si hanno deformazioni plastiche più consistenti contemporaneamente ad un maggior degrado di rigidità e una maggiore richiesta di energia da dissipare, rispetto al caso di alti valori di tale rapporto.

Una misura dell'intensità, funzione dell'energia dissipata dalle costruzioni per effetto dell'evento sismico, è stata proposta da Arias (Arias 1970). Se si indica con E l'energia dissipata per unità di massa da un oscillatore semplice, con frequenza propria ω e smorzamento relativo β , l'intensità secondo Arias può definirsi dalla relazione:

$$I_A = \frac{\cos^{-1}\beta}{g\sqrt{1-\beta}} \int_0^{t_f} a^2(t) dt$$

Poiché la funzione fuori dall'integrale cresce molto lentamente al crescere di β , essa può ritenersi praticamente costante e pari al valore iniziale $\pi/2$, dovuto al fatto che i valori di smorzamento attesi per le costruzioni è generalmente basso.

L'espressione precedente si può scrivere quindi:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt$$

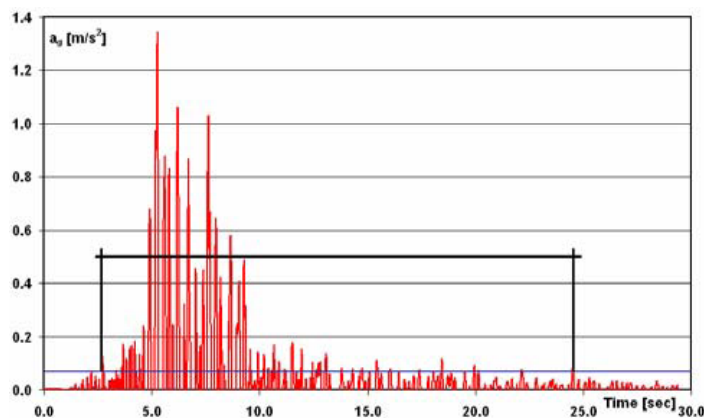
La definizione di Arias presenta alcuni vantaggi rispetto ad altre definizioni, come ad esempio quella dell'intensità spettrale di Housner, descritta in seguito, e sono:

- l'indipendenza dal valore dello smorzamento relativo del sistema
- l'essere definita nel punto e non essere funzione quindi delle direzioni orizzontali in cui si sono eseguite le registrazioni accelerometriche
- la facilità di calcolo, non essendo necessario passare attraverso la costruzione degli spettri di risposta

Housner (Housner 1975) sostiene che una misura della distruttività di un evento sismico possa essere data dal valore medio del quadrato dell'accelerazione, che egli chiama "earthquake power index", ovvero indice di potenza del terremoto.

$$P_A = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt$$

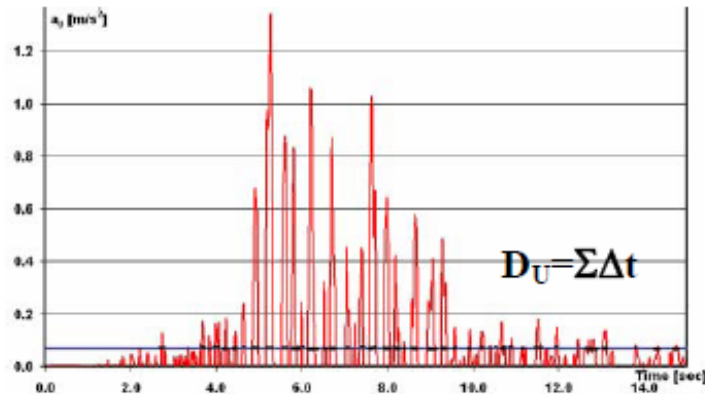
Dove t_2 e t_1 rappresentano gli estremi di integrazione che racchiudono una certa durata della registrazione dell'evento. La durata è un parametro importante di una registrazione, infatti essa influenza in modo significativo il danneggiamento delle strutture. Ad esempio terremoti caratterizzati da alti valori di accelerazione di picco, ma con una durata ridotta, possono essere meno severi di altri contraddistinti da valori più bassi di tali parametri ma con una durata più estesa in quanto la struttura viene sottoposta a più cicli di carico e scarico. Il periodo di registrazione da tenere in conto viene definito come l'intervallo di tempo durante il quale si registra il 95% dell'energia totale associata all'evento (Husid et al., 1969), oppure come l'intervallo di tempo che passa tra il primo e l'ultimo picco di accelerazione (o meglio del suo quadrato) superiore al livello di 0.05g, detta bracketed duration (Page et al., 1972).



2.1 Esempio di Bracketed Duration

Nel tempo si sono avute definizioni sempre più evolute e complete, soprattutto cercando di mettere in relazione la durata del terremoto con il contenuto

energetico dello stesso. Una definizione di durata è la *uniform duration* la quale è definita come la somma di intervalli di tempo per i quali l'accelerazione assume un valore superiore ad una quantità prestabilita, ad esempio 0.5 *pga*.



2.2 Esempio di Uniform Duration

Altro concetto di durata è la *signification duration* Trifunac & Brady (Trifunac and Brady 1975), definita come l'intervallo di tempo al termine del quale si realizza una certa percentuale dell'integrale totale. Questo tipo di durata presenta il vantaggio di considerare l'intero accelerogramma e di definire una finestra temporale continua, al contrario della *uniform duration*.

Prima di aver definito l'indice di potenza di Housner, lo stesso autore (Housner and Jennings 1964)) definisce la *rmsa* (root mean square acceleration), cioè:

$$a_{rms} = \sqrt{P_A} = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt}$$

Allo stesso modo di P_A e della a_{rms} si possono definire parametri analoghi nella forma sostituendo l'accelerazione con le registrazioni di velocità e spostamento di un terremoto, ottenendo: v_{rms} , d_{rms} , P_V e P_D , con ovvi significati.

Altra misura d'intensità basata sulla definizione di Arias è il fattore di Araya e Saragoni (Araya and Saragoni 1980), con cui i stessi autori hanno mostrato che la capacità distruttiva di un terremoto, misurata in termini di richiesta di duttilità su semplici modelli elasto-plastici, dipende dall'energia totale come dal numero di passaggi per lo zero nell'unità di tempo (intensity of zero crossings). Il fattore proposto misura la capacità di produrre danno strutturale da parte di un terremoto ed è definito come:

$$P_D = \frac{\pi \int_0^{t_f} a^2(t) dt}{2g v_0^2} = \frac{I_A}{v_0^2}$$

dove v_0 è il numero di passaggi per lo zero della registrazione nell'unità di tempo con riferimento alla durata significativa.

Cosenza e Manfredi (Cosenza and Manfredi 1998) hanno dimostrato che il danneggiamento di una struttura soggetta a un'eccitazione sismica è strettamente correlato al numero di cicli plastici che essa è costretta a percorrere e alla loro ampiezza. Pertanto, individuata la distribuzione statistica più adatta, il problema si sposta sull'individuazione del numero di cicli plastici e il valore medio della loro distribuzione. Il parametro I_Z introdotto dagli autori si è rivelato un ottimo strumento per il calcolo di questi termini, mediante l'uso di opportune formule di correlazione in cui compare anche la duttilità. Tale parametro è così definito:

$$I_Z = \frac{\int_0^{t_f} a^2(t) dt}{PGA^2} \cdot \frac{PGA}{PGV} = \frac{2g}{\pi} \frac{I_A}{PGA \cdot PGV}$$

Confronti effettuati con i risultati ottenuti da numerosi accelerogrammi italiani e stranieri hanno evidenziato la stretta correlazione tra il valore assunto da I_D e l'energia dissipata dalla struttura, Manfredi (Manfredi 2001).

Park (Park, Ang et al. 1985) definisce la “*characteristic intensity*”, data dalla seguente relazione:

$$I_C = a_{rms}^{1,5} \cdot (t_{95} - t_{05})^{0,5}$$

la quale combina la *root mean square acceleration* con la *significant duration*, trovando che essa sia una ragionevole rappresentazione della distruttività di un terremoto ed inoltre correlata con il danno strutturale.

Fajfar (Fajfar, Vidic et al. 1990) propone una misura d'intensità basata sul picco di velocità della registrazione combinata con la *significant duration* e data dalla relazione:

$$I_D = PGV \cdot (t_{95} - t_{05})^{0,25}$$

I_D rappresenta una misura efficace per valutare il potere distruttivo dei terremoti sulle strutture caratterizzate da valori medi dei periodi propri e può essere pensato come un miglioramento della *pgv* poiché essa tiene conto anche della durata dell'evento sismico.

Un gran numero di misure d'intensità sono basate sugli spettri di risposta, attraverso i quali è possibile mettere in luce alcune informazioni di non immediata estrapolazione sulla base della sola registrazione delle accelerazioni. Il valore dell'accelerazione spettrale S_a è una misura della richiesta di resistenza da parte del terremoto nei confronti della struttura, essendo proporzionale alla massima forza sismica agente sulla stessa. La velocità spettrale S_v , oltre ad essere un interessante parametro per la misura dell'intensità dell'evento sismico per strutture con periodo fondamentale ricadente nel campo dei medi periodi (Fajfar), rappresenta una misura dell'energia cinetica dell'evento sismico. Housner vide nella pseudo-velocità spettrale un parametro capace di dare un'immediata misura dell'energia d'ingresso di un terremoto. Il valore spettrale S_d è un'importante misura della domanda di spostamento e può essere associata al massimo valore dello spostamento relativo d'interpiano, che controlla il danneggiamento sia strutturale che non, dovuto agli spostamenti laterali in un edificio multipiano. Allo scopo di misurare il potere distruttivo di un evento sismico nei riguardi delle strutture, risulta particolarmente efficace il parametro elaborato da Housner (Housner 1952), detto intensità spettrale e definito come:

$$SI_H(\beta, T_1, T_2) = \int_{T_1}^{T_2} S_V(\beta, T) dT$$

Attraverso questo parametro si misura l'intensità di un terremoto con il calcolo dell'area sottesa dalla curva di velocità spettrale, funzione del fattore di smorzamento β , tra i periodi $T_1=0,1$ e $T_2=2,5$ secondi, quindi essa rappresenta una misura integrale della richiesta di energia isteretica da parte dell'evento sismico. Housner suggerisce di fare riferimento alla curva di velocità spettrale calcolata con un fattore di smorzamento $\beta=0,2$ e intervallo dei periodi scelti in modo da racchiudere quelli che caratterizzano la maggior parte di strutture civili, ad esclusione di quelle più flessibili come ponti di grande luce che possono avere periodi di oscillazione superiori anche ai dieci secondi. Una limitazione dell'intensità spettrale è che essa non può essere definita in un punto, al contrario dell'intensità di Arias, poiché è legata alla direzione della componente di accelerazione considerata. L'intensità spettrale di Housner è usualmente utilizzata nelle tecniche di normalizzazione di registrazioni accelerometriche, al fine di portarle allo stesso valore d'intensità e rendere confrontabili i rispettivi effetti

sulle strutture. L'utilizzo di tale parametro integrale è molto diffuso e rappresenta (Nishikawa et al., 1984) il migliore strumento disponibile, rispetto alle tecniche di normalizzazione che utilizzano la *pga* o la *rmsa*, per le strutture con un periodo fondamentale maggiore di 0.3 secondi.

Kappos (1990) propone una modifica del parametro d'intensità spettrale al fine di ridurre la variabilità della risposta inelastica dovuta alle differenti caratteristiche dei vari input sismici. La modifica proposta si basa sull'ipotesi che la risposta sismica inelastica della struttura considerata sia dominata dal modo di vibrazione fondamentale e che sia noto il rispettivo periodo. L'intensità spettrale modificata è definita dalla relazione:

$$SI_{KK} = SI_H(\beta, T_1 - t_1, T_1 + t_2) = \int_{T_1 - t_1}^{T_1 + t_2} S_V(\beta, T) dT$$

dove t_1 e t_2 sono dei limiti che definiscono l'ampiezza della regione dello spettro di velocità considerata. Si può vedere come per $t_1 = T_1 - 0.1$ e per $t_2 = 2.5 \cdot T_1$ la relazione proposta da Kappos coincide con l'intensità spettrale definita da Housner. Da uno studio di tale parametro al variare degli estremi di integrazione, l'autore suggerisce di assumere $t_1 = t_2 = 0.2 \cdot T_1$.

Nau e Hall (Nau and Hall 1984) hanno studiato l'efficienza nel normalizzare la risposta spettrale dei terremoti attraverso i parametri di picco. In questo studio sono stati valutati diversi fattori di normalizzazione per determinare quale di questi provochi una dispersione minore dei risultati. I fattori sono stati separati in due gruppi: uno fondato su parametri direttamente ricavabili dalle registrazione del moto del terreno (*rmsa*, *rsa*, ecc.) e l'altro su grandezze spettrali (*SI* e ampiezza di Fourier delle accelerazioni). Gli autori hanno selezionato dodici registrazioni di terremoti in campo libero che avessero un'accelerazione di picco superiore a 0.15g. Nau e Hall non hanno trovato un'alternativa che avesse una dispersione significativamente minore della *pga*, tuttavia lo spettro di intensità e l'ampiezza media di Fourier costituiscono una potenziale alternativa per scalare gli spettri dei terremoti. Gli autori propongono inoltre tre parametri d'intensità spettrale basati sui valori della pseudo velocità per diversi intervalli di frequenza, che sono:

$$SI_A = \frac{1}{0,157} SI_H(\beta, 0,028,0,185)$$

$$SI_V = \frac{1}{1,715} SI_H(\beta, 0,285,2,000)$$

$$SI_D = \frac{1}{8,333} SI_H(\beta, 4,167,12,500)$$

Dove il primo parametro è calcolato nella regione delle accelerazioni $T \in [0.118; 0.500]$ s, il secondo nella regione delle velocità $T \in [0,500; 5,000]$ s e l'ultimo in quella degli spostamenti $T \in [5,000; 14,085]$ s.

Matsumara (Matsumura 1992) ha esaminato quattro misure di intensità per analizzare la correlazione con il danneggiamento strutturale usando un'analisi nel tempo. Tali parametri sono: l'accelerazione di picco del terreno, la velocità di picco del terreno, l'intensità spettrale della velocità media SI_m , calcolata tra il periodo naturale T e $2T$ del sistema *sdof* considerato con un fattore di smorzamento pari al cinque per cento, infine la velocità media equivalente valutata mediante l'energia immagazzinata in un ciclo dal modello bilineare isteretico tra il periodo fondamentale T e $2T$ e data dalla relazione:

$$V_e = \sqrt{\frac{2E_i}{m}} \quad T \in [T_1, 2T_1] ; \beta = 5\%$$

Il danno strutturale viene misurato attraverso la domanda di duttilità e la deformazione plastica cumulata di un sistema a singolo grado di libertà. L'autore usa per lo studio dodici registrazioni di terremoti non specificando i criteri usati nella selezione ma affermando che essi sono comunemente utilizzati in Giappone per indurre un'accelerazione al terreno quando si effettuano analisi su alti edifici. In conclusione Matsumara afferma che la *pga* è ben correlata al danno strutturale per valori di periodo bassi, mentre la *pgv* con periodi più lunghi e soprattutto in relazione alla domanda di duttilità. Dall'altra parte la SI_m e la V_e sono delle buone misure per un più ampio intervallo di periodi, specialmente in relazione alla deformazione plastica cumulata, pertanto l'autore suggerisce quest'ultime.

Martinez e Ruenda (Martínez-Rueda 1998) hanno investigato diversi misure d'intensità basate su scala spettrale come la SI_m , SI_H , SI_{kk} , quelle proposte da Nau e Hall descritte in precedenza e una proposta dagli stessi autori nel modo seguente:

$$SI_{mr}(T, T_h) = \frac{1}{T_h - T} \int_T^{T_h} S_V(\beta, T) dT$$

dove T_h rappresenta il periodo di “hardening”, valutato attraverso la rigidezza tangente del ramo di incrudimento della risposta idealizzata della struttura. Lo studio è stato svolto attraverso la valutazione della risposta di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bilineare con incrudimento cinematico senza degrado della rigidezza, con vari valori di coefficiente sismico ($C_y = F_y/W$) e di rigidezza di post snervamento (α_s). Gli autori hanno usato un insieme di cento accelerogrammi relativi a cinquanta registrazioni, nelle quali sono state prese le due componenti orizzontali in direzione opposta tra di loro. Il criterio di selezione usato si basa sulla scelta di eventi sismici che abbiano una magnitudo maggiore di sei, con riferimento alla scala Richter, e una accelerazione di picco superiore a 0,1g. Si è visto che per strutture caratterizzate da una media e alta resistenza, la SIH presenta una bassa correlazione con la domanda di duttilità per periodi corti e lunghi della struttura, in contrasto con SI_m e SI_{mr} , le quali tendono a ridurre le loro prestazioni per un intervallo di periodi intermedi. Per strutture poco resistenti SIH mostra la migliore correlazione nella regione dei periodi corti, mentre per periodi intermedi e lunghi SI_{mr} è il parametro più performante. Quindi SIH si comporta in maniera opposta alle altre due e per questo motivo gli autori propongono una combinazione di intensità spettrali per valori diversi di periodo, C_y e α_s . E' da segnalare che gli autori non hanno studiato strutture a più gradi di libertà.

Shome e altri (Shome, Cornell et al. 1998) suggeriscono di normalizzare le registrazioni del moto del terreno attraverso l'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale della struttura in esame $S_a(T_1)$. In questo modo la dispersione della risposta non lineare di una struttura decresce sensibilmente rispetto al caso in cui le registrazioni non vengano scalate, pur mantenendo la stessa risposta media. Per questo studio l'autore ha fatto uso di quattro gruppi di registrazioni diversi e suddivisi per differenti intervalli di magnitudo e di distanza dal campo di rottura, inoltre viene usato un sistema strutturale a più gradi di libertà caratterizzato da una frequenza fondamentale pari a 0,95 Hz e massa modale partecipante a tale frequenza pari all'82%. L'autore afferma che il modo migliore di stimare la risposta strutturale non lineare per un dato scenario, cioè fissata una certa magnitudo e distanza, è quello di usare in un primo istante un'equazione di attenuazione per valutare il valore medio di $S_a(T_1)$ e dopo di scalare la registrazione di circa la stessa grandezza di questa accelerazione

spettrale. Facendo questo si può ridurre il numero di registrazioni da usare nello studio di un fattore pari a quattro.

Shome (Shome 1999) ha esaminato l'efficienza nello scalare le registrazioni con rispetto della $S_a(T_1)$ negli edifici alti, dove la risposta dipende fortemente dai modi alti di vibrare, concludendo che la riduzione della dispersione nella risposta strutturale è più bassa che per edifici dominati dal primo modo. Per far fronte a questo Shome studia una misura di intensità composta dalla media pesata di accelerazioni spettrali a periodi diversi e mostra come questa porta ad un valore di dispersione minore che nel caso precedente. Il principale inconveniente di questo approccio è la richiesta di una specifica analisi probabilistica di rischio sismico.

Kappos e Kyriakakis (Kappos and Kyriakakis 2000) hanno rivalutato il problema di riduzione della dispersione della risposta calcolata attraverso analisi nel tempo. Per lo studio sono stati usati diciannove terremoti, di cui undici avvenuti in Grecia ed i restanti otto in California, con una distribuzione su terreni alluvionali e su roccia. Da questi sono state ricavate un totale di 42 registrazioni e si è proceduto ad analizzarle scalandole con diversi parametri come la pga , pgv , I_A , a_{rms} , SIH e la I_D proposta da Fajfar, osservando che per periodi intermedi e lunghi, qualsiasi dei tre parametri basati sulla velocità e velocità spettrale possono essere usati con buon effetto. Gli autori hanno inoltre studiato la risposta di edifici multipiano suggerendo di prendere una banda ristretta di intensità spettrale come alternativa di scala. In particolare gli autori hanno scoperto che scalare sulla base dell'area sottesa dalla pseudovelocità spettrale inelastica, presa tra il periodo elastico iniziale e l'effettivo periodo inelastico della struttura, può essere una procedura interessante. Bommer e Acevedo (Bommer and Acevedo 2004) affermano che quando le registrazioni greche vengono filtrate attraverso un filtro a bassa frequenza a 1Hz, gli spostamenti spettrali elastici e inelastici a periodi lunghi potrebbero essere occultati. Gli autori hanno inoltre trovato che per la risposta spettrale inelastica la dispersione cresce con l'aumentare della domanda di duttilità, pensando che questo possa essere semplicemente dovuto all'ampio intervallo di magnitudo e durata dei set di dati considerati. La dispersione dei risultati aumenta per siti su roccia in misura maggiore rispetto alle aree alluvionali a causa del differente intervallo di magnitudo per i due gruppi di registrazioni.

Come è stato concluso da Shome la forma spettrale svolge un ruolo fondamentale nella risposta di una struttura a più gradi di libertà, perciò molti autori hanno ricercato dei parametri specifici per affrontare questo problema. Mehammy e Deierlein (Mehanny and Deierlein 2000) hanno proposto la seguente misura d'intensità con lo scopo di ridurre la dispersione nella risposta di strutture in calcestruzzo rinforzato:

$$I_{M,D} = \alpha Sa(T_1, \xi)^{\beta_1} R_{Sa}^{\beta_2} e^{\beta_3 t_{SM}}$$

dove:

- $Sa(T_1, \xi)$ rappresenta l'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale della struttura ad un certo fattore di smorzamento
- R_{Sa} è il rapporto tra l'accelerazione spettrale al periodo strutturale di "danno" T_F e la $Sa(T_1, \xi)$
- t_{sm} è la signification duration secondo Trifunac e Brady
- α, β_1, β_2 e β_3 sono determinati attraverso regressione lineare

Gli autori hanno usato sistemi strutturali sia in calcestruzzo rinforzato che in acciaio composti da sei o dodici piani, valutando la correlazione tra indici di danno strutturale, come lo spostamento massimo di interpiano e l'indice di collasso, con misure d'intensità quali la $Sa(T_1)$, la durata t_{sm} e la R_{Sa} , con quest'ultima in grado di riflettere la forma spettrale delle accelerazioni in vicinanza del periodo fondamentale. Di tutti i parametri investigati la R_{Sa} , insieme alla Sa , è quella che correla meglio la risposta strutturale con l'input del terremoto, ottenendo una riduzione dell'errore standard e in contemporanea il numero di analisi nel tempo non lineari richieste per raggiungere un certo livello di confidenza nello stimare la risposta. Per la ricerca sono stati usati due gruppi composti ognuno di otto registrazioni condotte in campo libero e vicino faglia ed in ogni caso su suoli rigidi o su roccia.

Cordova e altri (Cordova, Deierlein et al. 2001), fanno notare come un singolo valore di accelerazione spettrale $Sa(T_1)$ riferita al periodo fondamentale della struttura, non dia sufficienti informazioni sulla risposta inelastica, infatti essa dipende fortemente dall'andamento dello spettro a periodi più lunghi e per questo motivo hanno proposto la seguente misura d'intensità:

$$S^* = Sa(T_1) \left[\frac{Sa(cT_1)}{Sa(T_1)} \right]^\alpha = Sa \cdot R_{Sa}^\alpha$$

dove i coefficienti α e c vanno calibrati in funzione del modello di studio. Gli autori hanno usato quattro modelli strutturali, di cui tre composti da colonne in calcestruzzo e travi in acciaio e l'altro interamente in acciaio, per determinare la calibrazione ottimale dei coefficienti attraverso un'analisi dinamica incrementale, svolta con l'ausilio di sedici registrazioni, la metà dei quali in campo libero e i restanti vicino faglia. Dall'analisi svolte si è visto come il coefficiente α si stabilizzi per un valore di c pari a 2 e assuma un valore medio di 0,5. Quindi la misura di intensità proposta assume la forma:

$$S^* = Sa(T_1) \left[\frac{Sa(2,0T_1)}{Sa(T_1)} \right]^{0,5}$$

La complicazione principale nell'usare questo parametro sta nel dovere calibrare il coefficiente per ogni modello strutturale se si vogliono ottenere risultati più soddisfacenti.

Khurama e Forrow (Kurama and Farrow 2003) hanno studiato, attraverso analisi non lineari, l'efficacia nello scalare registrazioni sismiche con l'ausilio di sette diverse misure di intensità, usando modelli ad un solo ed a molti gradi di libertà sottoposti a venti diverse registrazioni, le quali sono state prelevate su suoli molto densi, rigidi e soffici con l'aggiunta di altre venti provenienti da siti vicino faglia. I parametri studiati sono:

- EPA, accelerazione di picco effettiva, definita dalla relazione:

$$EPA = \frac{1}{2,5} \int_{0,1}^{0,5} Sa(T, 5\%) dT$$

- A_{95} , misura d'intensità proposta da Sarma e Yang (Sarma and Yang 1987) data da:

$$A_{95} = E_X | E_X = 0,05 E_A$$

questa rappresenta l'accelerazione che contiene il 95% di intensità di Arias, $E_a = \int_0^t a^2(t) dt$. Per un valore dato di accelerazione A , E_x rappresenta l'area racchiusa tra la funzione $a^2(t)$ e la linea orizzontale individuata da A^2 , ad esempio:

$$\begin{cases} E_X = E_A & \text{se } A = 0 \\ E_X = 0 & A = PGA \end{cases}$$

Gli stessi autori che hanno proposto tale parametro affermano che esso possa essere ricavato in via approssimativa tramite la relazione:

$$A_{95} = 0,764E_A^{0,438}$$

- EPV, velocità effettiva di picco, definita attraverso la velocità spettrale ad un periodo di un secondo ed un fattore di smorzamento pari al 5%.

$$EPV = S_v(T = 1s, 5\%)$$

Kurama e Farrow per calcolare questo parametro usano un intervallo di periodi che va da 0,8 a 1,2 secondi.

- MIV, massima velocità incrementale, data da:

$$MIV = \max(IV)$$

dove IV rappresenta l'area sottesa dall'accelerogramma tra due valori nulli consecutivi dell'accelerazione.

Nel loro studio viene usata una misura d'intensità appositamente elaborata per tenere conto dell'allungarsi del periodo della struttura quando essa ricade in un comportamento non lineare e definita attraverso la relazione:

$$S_a(T_1 \rightarrow T_\mu) = \frac{1}{T_\mu - T_1} \int_{T_1}^{T_\mu} S_a(T, 5\%) dT$$

T_μ è calcolato sulla base della rigidità secante corrispondente al picco di domanda di spostamento δ_u

$$T_\mu = \sqrt{\frac{\mu}{\alpha\mu + 1 - \alpha}} \quad \mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

dove δ_y è lo spostamento a snervamento e il fattore di rigidità di post snervamento. Oltre a questi sono stati investigati l'accelerazione di picco e l'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale. Le principali conclusioni di questo studio sono che per suoli molto densi, rigidi e soffici il parametro MIV, usato come base di scala, è più efficiente del metodo basato sull'accelerazione di picco per valori di periodi lunghi. Per terreni molto densi e rigidi, il metodo basato sulla $S_a(T_1)$ è più efficace di quello basato sulla pga , eccezione fatta per periodi corti e molto corti. Attraverso l'uso di $S_a(T_1-T_\mu)$ la dispersione è minore di quella prodotta usando l'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale, tuttavia la massima velocità incrementale resta il parametro

migliore se ci riferiamo ad un ampio intervallo di periodi. In suoli soffici la $S_a(T_1-T_u)$ e la $S_a(T_1)$ sono meno efficienti della pga , eccezione fatta per i periodi lunghi. Akkar e Ozen (Akkar and Özen 2005) hanno studiato i vantaggi connessi alla pgv attraverso la domanda di deformazione non lineare di un sistema ad un singolo grado di libertà sottoposto ad un set di sessanta registrazioni su terreno soffice, prese a distanza compresa tra 2,5 e 23 Km e con magnitudo di valori tra 5,5 e 7,6. Le registrazioni sono state suddivise a seconda del loro valore di pgv in tre gruppi da venti e più precisamente:

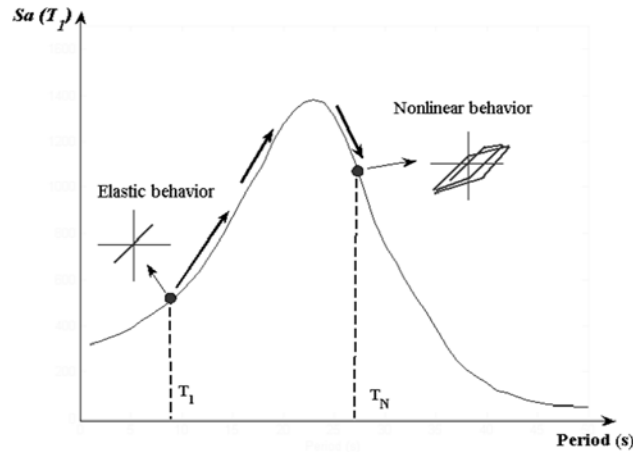
$$pgv < 20 \frac{cm}{s} ; 20 \frac{cm}{s} < pgv < 40 \frac{cm}{s} ; 40 \frac{cm}{s} < pgv < 60 \frac{cm}{s}$$

Le analisi sono state condotte su sistemi a comportamento non degradante della rigidità e i risultati trovati indicano una buona correlazione della velocità di picco con la magnitudo, la durata e il contenuto in frequenza delle registrazioni, affermando infine che essa è un'adeguata misura di intensità in relazione alla domanda di deformazione per sistemi *sdof*. La validità di questa affermazione è stata testata anche per la pga e per il rapporto pgv/pga , mostrando però rispetto a queste come il picco di velocità abbia una maggiore correlazione per strutture che si deformano oltre il loro limite elastico.

Riddell (Riddell 2007) ha esaminato l'efficacia di ventitre misure d'intensità basate sull'accelerazione, sulla velocità e spostamento. Per fare questo vengono usati sistemi *sdof* con comportamento elasto-plastico bilineare e con rigidità degradante. Le registrazioni impiegate sono novanta, selezionate in modo tale da avere un'accelerazione di picco superiore a 0,25 g e/o velocità di picco maggiore di 25 cm/s. Le misure d'intensità sono state correlate a quattro diverse variabili di risposta strutturale, come la domanda di deformazione elastica e inelastica, l'energia di input e l'energia isteretica, riscontrando che nessuna misura è soddisfacente in tutte le regioni dello spettro simultaneamente. Le misure collegate all'accelerazione sono risultate essere le più efficaci per sistemi rigidi, quelle relazionate alla velocità sono più efficaci per frequenze intermedie e infine quelle relazionate agli spostamenti per sistemi più flessibili.

Bianchini (Bianchini, Cornell et al. 2008) studia una misura di intensità basata sulla media geometrica della pseudo accelerazione spettrale a differenti periodi e con un valore di smorzamento del 5%, allo scopo di predire la risposta inelastica di strutture in calcestruzzo sottoposte ad una serie di registrazioni del moto del

terreno. La scelta di usare questo tipo di misura deriva dal fatto che la $Sa(T_1)$ non fornisce informazione sulla forma spettrale per periodi maggiori di quello fondamentale T_1 , i quali possono essere molto importanti per il comportamento non lineare (oltre T_1), o per strutture dominate da modi di vibrare alti (prima di T_1).



2.3 Allungamento del periodo dovuto al comportamento non lineare

Questa misura d'intensità è descritta dalla relazione:

$$Sa_{avg}(T_1, \dots, T_n) = \left(\prod_{i=1}^n Sa(T_i) \right)^{\frac{1}{n}}$$

dove $Sa(T_i)$ rappresenta l'accelerazione spettrale al periodo i -esimo e n il numero di periodi presi in esame nello studio. Questa equazione è stata proposta per prima da Backer e Cornell (Baker and Cornell 2006) ed è un'estensione dell'idea di Cordova e Mehanny. Prendendo il logaritmo di entrambe le parti posso riscrivere come:

$$\ln(Sa_{avg}(T_1, \dots, T_n)) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(Sa(T_i))$$

In questo modo si calcola semplicemente la media aritmetica dei logaritmi delle accelerazioni spettrali ai relativi periodi di interesse inoltre è particolarmente conveniente esprimere i risultati delle analisi di regressione in termini logaritmici in quanto le leggi di attenuazione sono espresse anch'esse in questa forma. L'equazione predetta può essere facilmente sviluppata con una serie di periodi arbitrari T_1, \dots, T_n usando un modello di attenuazione esistente. I coefficienti di regressione per $\ln(Sa_{avg}(T_1, \dots, T_n))$ possono essere ottenuti semplicemente prendendo la media dei coefficienti di regressione per ogni $\ln(Sa(T_i))$, perciò la

psha può essere condotta usando $\ln Sa_{avg}$ come misura d'intensità, allo stesso modo di ogni singolo valore di accelerazione spettrale Sa . Riguardo alla distribuzione di $\ln Sa_{avg}$, supponendo che questi valori multipli di $\ln Sa$ siano distribuiti normalmente (distribuzione Gaussiana), allora la Sa_{avg} è anch'essa distribuita normalmente, trattandosi di una funzione lineare di una variabile normale. Gli autori hanno dimostrato l'efficienza di Sa_{avg} rispetto ad altre misure elastiche come la $Sa(T_1)$, i parametri di picco e misure inelastiche avanzate, utilizzando un'estesa serie di oscillatori semplici e sistemi a più gradi di libertà per riprodurre il comportamento dinamico di diverse tipologie di edifici. Sono state utilizzate quaranta registrazioni effettuate su suoli rigidi e soffici a distanze comprese tra 13 e 40 Km e con valori di magnitudo compresi tra 4,5 e 6,9 della scala Richter. Questo set di registrazioni è stato originariamente adottato da Medina e Krawinkler (Medina and Krawinkler 2004).

Mehanny (Mehanny 2009) propone una generalizzazione della misura d'intensità proposta da Cordova ed esaminata in precedenza, infatti essa dipende da due coefficienti (c e α) che vanno calibrati tramite regressione lineare. La modifica consiste nel sostituire la costante pre-calibrata di moltiplicazione del periodo, con un valore auto adattativo che è invece una funzione di un parametro R , definito come la forza laterale richiesta per mantenere il sistema elastico. Per studiare l'efficienza di questa misura di intensità l'autore ha svolto un grande numero di analisi dinamiche non lineari nel tempo su sistemi *s dof*, caratterizzati da diversi materiali e valori di R . Nello studio sono stati utilizzati quattro gruppi di venti registrazioni, ognuno con lo scopo di rappresentare diversi scenari sismici ed in particolare è stata usata una distinzione tra bassa e alta magnitudo e di distanza dal campo di rottura, fissando per la prima il valore di separazione a 6,5. La relazione proposta dall'autore è:

$$IM_{SR} = Sa(T_1)^{1-\alpha} Sa(\sqrt{R} \cdot T_1)^\alpha$$

dove il valore ottimale di α è 0,5. Come moltiplicatore del periodo fondamentale si usa la radice quadrata di R quando siamo in un intervallo di periodi per cui è lecito assumere la regola di egual spostamento, cioè quello tra l'oscillatore equivalente a comportamento perfettamente elastico e quello elasto-plastico. Alternativamente per periodi abbastanza lunghi, dove la regola di egual

spostamento non è più accettabile e specialmente per valori medi e grandi di R , viene suggerito l'uso di un moltiplicatore ridotto, cioè:

$$IM_{CR} = Sa(T_1)^{1-\alpha} Sa(\sqrt[3]{R} \cdot T_1)^\alpha$$

L'autore conclude che queste misure d'intensità soddisfano il requisito di efficienza, che generalmente si ha quando la dispersione è minore di 0,35, notando che per molti dei sistemi *sdof* studiati, ad eccezione di quelli con periodo molto corto, si arriva ad un valore di circa 0,2-0,3.

Bojórquez (Bojórquez and Iervolino 2010) ha proposto una nuova misura d'intensità basata sulla pseudo accelerazione capace di fornire informazioni sulla forma spettrale su tutto l'intervallo di periodi considerato e data dalla relazione:

$$I_{N_p} = Sa(T_1) \cdot N_p^\alpha$$

con

$$N_p = \frac{Sa_{avg}(T_1, \dots, T_n)}{Sa(T_1)}$$

L'informazione data da quest'ultima equazione è che se abbiamo un valore di N_p vicino al valore unitario ci aspettiamo che lo spettro sia approssimativamente piatto nell'intervallo di periodi tra T_1 e T_n . Per valori di N_p minori di uno lo spettro ha una pendenza negativa mentre per valori maggiori una pendenza positiva. Il coefficiente α deve essere calibrato in funzione della struttura e dei parametri di domanda considerati, ed è possibile notare che: se esso ha valore nullo, la misura d'intensità corrisponde all'accelerazione spettrale riferita al primo modo di vibrare, se assume valore unitario si ottiene la $Sa_{avg}(T_1, \dots, T_n)$ e infine coincide con la misura di Cordova quando vengono considerati solo i valori estremi dell'intervallo di periodi. Per lo studio sono state impiegate 31 registrazioni sismiche rappresentanti diversi scenari, selezionandole in base alla magnitudo, compresa tra 5,65 e 7,90, e la distanza dal campo di rottura compresa tra 15 e 95 Km. Le analisi sono state effettuate su oscillatori semplici ed una struttura di otto piani in acciaio con comportamento bilineare, usando come parametri di domanda (*edp*) la domanda di duttilità, il massimo spostamento di interpiano, l'energia isteretica normalizzata dallo spostamento e la forza di snervamento. Confrontando i risultati in funzione del coefficiente α l'autore suggerisce di usare un valore di quest'ultimo compreso tra zero e uno e afferma

che I_{Np} risulta più efficiente della $S_d(T_1)$ ed è comparabile con la $S_{avg}(T_1, \dots, T_n)$ quando viene usato come *edp* la domanda di duttilità, mentre risulta più efficiente della $S_{avg}(T_1, \dots, T_n)$ se si utilizza l'energia isteretica normalizzata.

2.3. Misure d'intensità avanzate

Con l'obiettivo di trovare misure altamente sufficienti e efficienti, Luco e Cornell (Luco and Cornell 2007) e Tothong e Coenell (Tothong and Cornell 2007) hanno proposto alcune misure d'intensità “*avanzate*”, basate sulla risposta strutturale elastica e inelastica. Tothong e Cornell propongono come misura di intensità avanzata lo spostamento spettrale inelastico S_{di} , il quale viene calcolato con l'ausilio di un sistema *sdof* isteretico bilineare con rigidità di post-snervamento pari al 5% e un rapporto di smorzamento anch'esso del 5%. Viene impiegato questo sistema a comportamento bilineare in quanto si è già provveduto (Tothong and Cornell 2006) a calcolare le leggi di attenuazioni per S_{di} . Il periodo T e lo spostamento allo snervamento d_y del sistema *sdof* sono stati stimati da analisi pushover su strutture a più gradi di libertà. Per mantenere l'efficacia di S_{di} vicino al comportamento elastico lineare, si è scelto di usare come periodo quello del primo modo di vibrare T_1 . Per relazionare al meglio le risposte strutturali fino all'instabilità dinamica globale, lo spostamento d_y è stabilito minimizzando la dispersione dei valori di IM , per i quali la struttura esaurisce le capacità di resistere all'instabilità globale ($\sigma_{lnIMCAP}$). Per i 16 sistemi *mdof* studiati, lo spostamento d_y che minimizza $\sigma_{lnIMCAP}(d_y^*)$ è all'incirca la metà di quello stimato via analisi pushover. Quindi gli autori studiano lo spostamento spettrale inelastico $S_{di}(T_1, d_y^*)$. Per questa misura di intensità viene valutata l'efficienza, la sufficienza e la robustezza di scala, cioè le proprietà desiderabili che essa dovrebbe avere. Per quanto riguarda la prima proprietà, viene mostrato che per strutture che abbiano un primo periodo predominante, l'uso di S_{di} come intensità di misura riduce sensibilmente $\sigma_{lnEDP|IM}$ e $\sigma_{lnIMCAP}$ ed in particolare, confrontando la dispersione ottenuta con la S_d , si ottiene una riduzione pari alla metà di $\sigma_{lnIMCAP}$, con la conseguente riduzione delle registrazioni utili da utilizzare nella procedura probabilistica *psda* di un fattore pari a quattro. Nei riguardi della sufficienza viene dimostrato che la distribuzione di probabilità condizionata di *edp*, dato un valore di *im*, è indipendente da ε (parametro illustrato

nel paragrafo successivo) ed inoltre altri studi hanno dimostrato anche l'indipendenza dalla magnitudo M e dalla distanza R . La dipendenza della risposta strutturale da ξ è sostanzialmente ridotta attraverso l'uso di S_{di} come misura d'intensità escludendo la richiesta di introdurre ε per formare una misura di tipo vettoriale, a differenza di quanto accade con S_a . Infine viene valutato come lo spostamento spettrale inelastico sia una misura robusta nei riguardi di una procedura di scala, a differenza di S_a .

Luco e Cornell per ovviare alle deficienze della $Sa(T_1)$, soprattutto per moti del terreno vicino sorgente e per alti edifici, propongono diverse misure atte a riflettere i contributi dei modi alti delle strutture e gli effetti dell'inelasticità. Gli autori hanno selezionato registrazioni ordinarie, con distanza R compresa tra 30 e 46 Km e registrazioni vicino faglia con R minore di 16 Km. Altri criteri di selezione sono magnitudo maggiore di 6 e registrazioni effettuate su suoli compatti, densi e su roccia. Le strutture usate per le analisi sono in acciaio e composte da tre, da nove e da venti piani ciascuna mentre il parametro di domanda edp usato è la rotazione massima di piazzo \max . Ispirata dall'analisi modale, la prima misura d'intensità proposta è:

$$IM_{1E} = [PF_1^{[1]}]Sd(T_1, \xi_1) \propto Sa(T_1)$$

dove $S_d(T_1, \xi_1)$ è lo spostamento spettrale riferito al primo modo di vibrare, come lo smorzamento, che quindi non è necessariamente uguale al 5%. Siccome lo spostamento spettrale e la pseudo accelerazione sono legate dal periodo di interesse ($S_d = (T/2\pi)^2 \cdot S_a$), si può assumere che la misura di intensità IM_{1E} sia proporzionale alla $Sa(T_1)$ per diversi valori di smorzamento e stesso periodo fondamentale. Il termine $[PF_1^{[1]}]$ rappresenta il fattore di partecipazione modale al primo modo di vibrare. Per quanto detto questa misura è comparabile in termini di efficienza e sufficienza alla $Sa(T_1)$.

Dato che come parametro di domanda viene usato una rotazione strutturale non lineare, è logico usare come misura di intensità lo spostamento spettrale inelastico, in particolar modo per registrazioni vicino faglia Luco propone:

$$IM_{1I} = [PF_1^{[1]}]Sd^I(T_1, \xi_1, d_y) = \frac{Sd^I(T_1, \xi_1, d_y)}{Sd(T_1, \xi_1)} \cdot IM_{1E}$$

dove $Sd^I(T_1, \xi_1, d_y)$ denota lo spostamento inelastico spettrale di un oscillatore a comportamento elastico perfettamente plastico, caratterizzato da periodo T_1 , fattore di smorzamento ξ_1 e spostamento ad inizio snervamento d_y .

Le suddette misure riflettono solo la risposta al primo modo di vibrare, perciò l'autore ha proposto la seguente relazione:

$$\begin{aligned} IM_{1E\&2E} &= \sqrt{\left[[PF_1^{[2]}] Sd(T_1, \xi_1) \right]^2 + \left[[PF_2^{[2]}] Sd(T_2, \xi_2) \right]^2} \\ &= \sqrt{1 + R_{2E/1E}^2} \cdot \left| \frac{[PF_1^{[2]}]}{[PF_1^{[1]}]} \right| \cdot IM_{1E} \end{aligned}$$

dove

$$R_{2E/1E} = \frac{[PF_2^{[2]}] Sd(T_2, \xi_2)}{[PF_1^{[2]}] Sd(T_1, \xi_1)}$$

Quindi $IM_{1E\&2E}$ può essere ricavato da IM_{1E} moltiplicandolo per due termini: il primo, quello sotto radice quadrata, tiene conto del contributo elastico del secondo modo per θ_{max} e inoltre riflette la relativa forma spettrale, mentre il secondo termine, in valore assoluto, serve ad adattare l'equazione per il fatto che la stima di θ_{max} per il primo modo e per i primi due modi potrebbe corrispondere a differenti piani.

Nel tentativo di riflettere entrambi i contributi del secondo modo di vibrare, in aggiunta al primo, e gli effetti della non linearità, Luco propone il seguente indice:

$$IM_{1I\&2E} = \frac{Sd^I(T_1, \xi_1, d_y)}{Sd(T_1, \xi_1)} \cdot IM_{1E\&2E} = \sqrt{1 + R_{2E/1E}^2} \cdot \left| \frac{[PF_1^{[2]}]}{[PF_1^{[1]}]} \right| \cdot IM_{1I}$$

Se uno vuole evitare di effettuare un'analisi dinamica non lineare inelastica nel tempo di un oscillatore semplice, lo spostamento spettrale inelastico in IM_{1I} e $IM_{1I\&2E}$ può essere sostituito da uno spostamento spettrale di uno *s dof* elastico equivalente, denotato come $Sd^{eq}(T_1, \xi_1, d_y)$. L'autore propone quindi la seguente relazione:

$$IM_{1eq} = [PF_1^{[1]}] Sd^{eq}(T_1, \xi_1, d_y) = \frac{Sd^{eq}(T_1, \xi_1, d_y)}{Sd(T_1, \xi_1)} \cdot IM_{1E}$$

Il periodo e lo smorzamento dell'oscillatore equivalente sono stabiliti con l'uso delle formule empiriche descritte da Iwan (Iwan 1980). Queste formule sono funzione della duttilità, che è possibile esprimere in modo approssimativo con $Sd(T_1, \xi_1)/d_y$.

Un'altra misura di intensità che cerca di catturare gli effetti dell'inelasticità considerando lo spettro elastico al periodo "effettivo", di lunghezza maggiore di T_1 e che riflette una riduzione di rigidità, è stata proposta in accordo con quelle suggerite da Mehanny e Cordova, avente la relazione:

$$IM_{1eff} = \sqrt{\frac{Sd(2T_1, \xi_1)}{2Sd(T_1, \xi_1)}} \cdot IM_{1E} \propto Sa(T_1) \left[\frac{Sa(cT_1)}{Sa(T_1)} \right]^\alpha$$

L'autore usa i coefficienti suggeriti da Cordova, cioè $c=2$ e $\alpha=0,5$ e fa notare come la IM_{1eff} sia approssimativamente proporzionale alla misura proposta da Mehanny e Cordova, ma formulata come una modifica di IM_{1E} che involve lo spostamento spettrale al periodo $2T_1$. È da notare come la costante pari a 2 davanti a $Sd(T_1, \xi_1)$ renda il fattore di modificazione uguale a uno se lo spostamento spettrale cresce proporzionalmente al periodo, come ci si può aspettare nella regione di spettro a "velocità costante".

2.4. Misure d'intensità vettoriali

Le misure d'intensità sono generalmente composte da un singolo parametro, ma negli ultimi anni sono state proposte *im* che possono contenere più parametri, in genere due, chiamate *im* vettoriali. Quello che ci si aspetta da queste grandezze è la maggiore quantità di informazioni sul moto del terreno e vogliono essere più efficaci nella predizione della risposta strutturale. Come per le *im* scalari, quelle vettoriali devono avere le stesse proprietà che favoriscono la valutazione delle prestazioni tramite *PBEE*, cioè: efficienza, sufficienza, robustezza di scala e che richiedano il minor sforzo possibile nel calcolare le curve di pericolosità sismica $\lambda(IM)$. Si deve prestare attenzione per quanto riguarda la scelta del secondo elemento del vettore, poiché esso non deve rendere la *im* insufficiente.

Backer e Cornell (Baker and Cornell 2004) propongono una *im* vettoriale dove per primo parametro viene impiegata $S_d(T_1)$, la quale risulta efficace nel predire la risposta della struttura per un'ampia classe di edifici, come secondo invece viene usato il rapporto tra due accelerazioni spettrali valutate a periodi diversi, con

l'obiettivo di rappresentare la forma dello spettro. Quest'ultimo può essere indicato come:

$$R_{T_1, T_2} = \frac{Sa(T_2)}{Sa(T_1)}$$

Il periodo T_1 corrisponde a quello fondamentale della struttura, mentre T_2 va ricercato caso per caso. Come modello di studio gli autori usano un telaio di una struttura in cemento armato composto da sette piani e tre campate e si tiene conto del comportamento non lineare con degrada in forza e in rigidità. Sono state usate 40 registrazioni per le analisi, selezionate secondo una magnitudo compresa tra 5,7 e 7,5 e con distanza che varia tra 6,5 e 56 chilometri. Viene presentato un metodo per scegliere una *im* vettoriale efficiente che consiste nello scalare le registrazioni al valore del primo elemento $S_a(T_1)$, più precisamente vengono scalate a dodici valori diversi e successivamente si esegue una regressione lineare sul secondo elemento R_{T_1, T_2} per predire la risposta. Il valore ottimale di T_2 è scelto massimizzando la riduzione della deviazione standard dell'errore. Le analisi hanno mostrato che si può ottenere una potenziale riduzione della deviazione standard di $\lambda_{DM}(y)$ pari ad un fattore pari a due, permettendo di diminuire il numero di analisi da eseguire di circa quattro volte. Gli autori concludono che questa diminuzione delle spese computazionali può giustificare l'uso di *im* vettoriali.

Backer e Cornell (Baker and Cornell 2005) propongono una nuova *im* vettoriale composta da $S_a(T_1)$ e *epsilon*, dove quest'ultimo elemento è calcolato sottraendo la media di $\ln S_a(T_1)$ predetta attraverso leggi di attenuazione a $\ln S_a(T_1)$, valutata dalle registrazioni, il tutto diviso la deviazione standard, ovvero:

$$\varepsilon = \frac{Sa(T_1) - \hat{\mu}_{\ln Sa(T_1)}}{\hat{\sigma}_{\ln Sa(T_1)}}$$

Una proprietà di *epsilon* è che essa non cambia di valore se viene definita rispetto a registrazioni scalate o non scalate, inoltre rappresenta un indicatore della forma spettrale. Per una data registrazione è funzione del periodo fondamentale T_1 e dalla legge di attenuazione usata, la quale può essere scelta tra quelle proposte in letteratura. Gli autori inoltre investigano l'uso della magnitudo M e della distanza R come candidato ad essere il secondo elemento del vettore. Come modello strutturale è stato impiegato una schematizzazione di un edificio in cemento armato e diverse soluzioni nella scelta dei parametri di degradazione della forza e

della rigidezza, sottoponendolo a 40 registrazioni selezionate secondo valori di magnitudo compresi tra 5,7 e 7,3 e distanza tra 6 e 36 chilometri. È stato mostrato che ε ha un effetto significativo sulla risposta della struttura, in quanto rappresenta un indicatore della forma spettrale e, per un dato valore di $S_a(T_1)$, le registrazioni che presentano una ε positiva causano sistematicamente una minore domanda strutturale delle registrazioni con valori negativi. L'effetto di ε sulla risposta, fissata $S_a(T_1)$, si è mostrato essere di maggiore rilevanza rispetto a quello della magnitudo e della distanza.

<i>Misure d'intensità basate sull'accelerazione</i>	<i>Nome</i>	<i>Autore</i>
<i>Misure indipendenti dal periodo naturale della struttura</i>		
$PGA = \max(a)$	<i>Peak Ground Acceleration</i>	
$a_{sq} = \int_0^t a^2(t) dt = a_{rs}^2$	<i>Squared Acceleration</i>	
$P_A = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt$	<i>Earthquake Power Index</i>	<i>Housner (1975)</i>
$a_{rms} = \sqrt{P_A} = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt}$	<i>Root Mean Square Acceleration</i>	<i>Housner e Jennings (1964)</i>
$I_A = \frac{\cos^{-1} \beta}{g \sqrt{1 - \beta}} \int_0^{t_f} a^2(t) dt$	<i>Arias Intensity</i>	<i>Arias (1970)</i>
$a_{rs} = \sqrt{a_{sq}}$	<i>Root Square Acceleration</i>	<i>Housner (1970)</i>
$I_C = a_{rms}^{1,5} \cdot (t_{95} - t_{05})^{0,5}$	<i>Characteristic Intensity</i>	<i>Park et al. (1984)</i>
$I_a = a_{max} \cdot (t_{95} - t_{05})^{\frac{1}{3}}$		<i>Riddell e Garcia (2001)</i>
$A_{95} = E_X E_X = 0,05 E_A$		<i>Sarma e Yang (1987)</i>
$I_{ap} = PGA \cdot [Dur_{0,5 pga}]^{0,5}$		<i>Aptikaev (1982)</i>
<i>dove $Dur_{0,5 pga}$: Uniform duration c</i>		
$P_D = \frac{\pi}{2g} \frac{\int_0^{t_f} a^2(t) dt}{v_0^2} = \frac{I_A}{v_0^2}$	<i>Potential Destructiveness</i>	<i>Araya e Saragoni (1980)</i>
<i>Misure dipendenti dal periodo naturale della struttura</i>		
$Sa(T_1)$	<i>Spectral Acceleration at the natural period</i>	<i>Shome (1998)</i>
$EPA = \frac{1}{2,5} \int_{0,1}^{0,5} Sa(T, 5\%) dT$	<i>Effecrive Peak Acceleration</i>	<i>FEMA(1994)</i>

$$S_a(T_1 \rightarrow T_\mu) = \frac{1}{T_\mu - T_1} \int_{T_1}^{T_\mu} S_a(T, 5\%) dT$$

Kurama e Farrow (2003)

$$S_{a_{avg}}(T_1, \dots, T_n) = \left(\prod_{i=1}^n S_a(T_i) \right)^{\frac{1}{n}}$$

Backer e Cornell (2006)

$$I_{N_p} = S_a(T_1) \cdot \left[\frac{S_{a_{avg}}(T_1, \dots, T_n)}{S_a(T_1)} \right]^\alpha$$

Bojòrquez e Iervolino (2010)

$$IM_c = S_a(T_1) \left[\frac{S_a(2, 0T_1)}{S_a(T_1)} \right]^{0,5}$$

Cordova et al. (2001)

$$I_{M,D} = \alpha S_a(T_1, \xi)^{\beta_1} R_{S_a}^{\beta_2} e^{\beta_3 t_{SM}}$$

Mehanny e Deierlein (2000)

$$IM_{SR} = S_a(T_1)^{1-\alpha} S_a(\sqrt{R} \cdot T_1)^\alpha$$

Mehanny (2009)

$$IM_{CR} = S_a(T_1)^{1-\alpha} S_a(\sqrt[3]{R} \cdot T_1)^\alpha$$

Mehanny (2009)

$$[S_a(T_1), S_a(T_2)]$$

Shome (1999)

$$[S_a(T_1), \varepsilon]$$

Backer e Cornell (2005)

$$\left[S_a(T_1), \frac{S_a(T_2)}{S_a(T_1)} \right]$$

Backer e Cornell (2004)

Misure d'intensità basate sulla velocità **Nome** **Autore**

Misure indipendenti dal periodo naturale della struttura

$$PGV = \max(|v|)$$

Peak Ground Velocity

$$v_{sq} = \int_0^t v^2(t) dt = v_{rs}^2$$

Squared Velocity

$$P_v = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} v^2(t) dt$$

$$v_{rms} = \sqrt{P_v} = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} v^2(t) dt}$$

Root Mean Square Velocity

$v_{rs} = \sqrt{v_{sq}}$	<i>Root Square Velocity</i>	
$I_D = PGV \cdot (t_{95} - t_{05})^{0,25}$		<i>Fajfir et al. (1990)</i>
$I_v = PGV^{\frac{2}{3}} \cdot (t_{95} - t_{05})^{\frac{1}{3}}$		<i>Riddell e Garcia (2001)</i>
$MIV = \max(IV)$	<i>Maximum Incremental Velocity</i>	<i>Bertero et al.(1976)</i>

Misure dipendenti dal periodo naturale della struttura

$S_V(T_1)$	<i>Spectral velocity</i>	
$EPV = S_v(T, 5\%)dT$	<i>Effective Peak Velocity</i>	<i>FEMA(1994)</i>
$SI_H(\beta, T_1, T_2) = \int_{T_1}^{T_2} S_V(\beta, T)dT$	<i>Housner Spectral Intensity</i>	<i>Housner (1952)</i>
$SI_{HC} = SI_H(\beta, 0.1, 1.0)$		<i>Hidalgo e Clough (1974)</i>
$SI_M = \frac{1}{T} SI_H(T, 2T)$		<i>Matsumara(1992)</i>
$SI_{mr}(T, T_h) = \frac{1}{T_h - T} \int_T^{T_h} S_V(\beta, T)dT$		<i>Martinez-Ruenda (1998)</i>
$SI_{h_{KK}} = SI_H(\beta, T_1 - t_1, T_1 + t_2)$		<i>Kappos e Kyriakakis (2000)</i>

Misure d'intensità basate sugli spostamenti

Nome

Autore

Misure indipendenti dal periodo naturale della struttura

$PGD = \max(d)$	<i>Peak Ground Displacement</i>	
$d_{sq} = \int_0^t d^2(t)dt = d_{rs}^2$	<i>Squared Displacement</i>	
$P_d = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} d^2(t)dt$		

$d_{rms} = \sqrt{P_d} = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} d^2(t) dt}$	<p><i>Root Mean Square Displacement</i></p>	
$d_{rs} = \sqrt{d_{sq}}$	<p><i>Root Square Displacement</i></p>	
$I_d = PGD \cdot (t_{95} - t_{05})^{\frac{1}{3}}$		<p><i>Fajfir et al. 1990)</i></p>

Misure dipendenti dal periodo naturale della struttura

$Sd(T_1)$		
$IM_{1E} = [PF_1^{[1]}] Sd(T_1, \xi_1)$		<p><i>Luco e Cornell (2007)</i></p>
$IM_{1I} = [PF_1^{[1]}] Sd^I(T_1, \xi_1, d_y)$		<p><i>Luco e Cornell (2007)</i></p>
$IM_{1E\&2E} = \sqrt{[PF_1^{[2]}] Sd(T_1, \xi_1)^2 + [PF_2^{[2]}] Sd(T_2, \xi_2)^2}$		<p><i>Luco e Cornell (2007)</i></p>
$IM_{1I\&2E} = \frac{Sd^I(T_1, \xi_1, d_y)}{Sd(T_1, \xi_1)} \cdot IM_{1E\&2E}$		<p><i>Luco e Cornell (2007)</i></p>
$IM_{1eq} = [PF_1^{[1]}] Sd^{eq}(T_1, \xi_1, d_y)$		<p><i>Luco e Cornell (2007)</i></p>
$IM_{1eff} = \sqrt{\frac{Sd(2T_1, \xi_1)}{2Sd(T_1, \xi_1)}} \cdot IM_{1E}$		<p><i>Luco e Cornell (2007)</i></p>
Sd_i	<p><i>Inelastic Spectral Displacement</i></p>	<p><i>Tothong e Cornell (2007)</i></p>

<i>Misure d'intensità ibride</i>	<i>Nome</i>	<i>Autore</i>
$I_Z = \frac{\int_0^{t_f} a^2(t) dt}{PGA \cdot PGV}$		<i>Cosenza e Manfredi(1998)</i>
$SI_A = \frac{1}{0,157} SI_H(\beta, 0,028,0,185)$		<i>Nau e Hall (1984)</i>
$SI_V = \frac{1}{1,715} SI_H(\beta, 0,285,2,000)$		<i>Nau e Hall (1984)</i>
$SI_D = \frac{1}{8,333} SI_H(\beta, 4,167,12,500)$		<i>Nau e Hall (1984)</i>

3. Modelli strutturali e di analisi

La progettazione antisismica moderna, come già descritto nel primo capitolo, si basa sul soddisfacimento di obiettivi prestazionali, per ognuno dei quali la struttura non deve superare prestabiliti gradi di danneggiamento. Per una progettazione di questo tipo diventa inevitabile il ricorso a metodi di analisi di tipo non lineare, con la conseguente crescita delle difficoltà operative, specialmente se si tratta di analisi dinamiche, le quali necessitano di più vaste conoscenze teoriche e di maggiori sforzi computazionali rispetto alle tradizionali analisi statiche lineari. L'analisi dinamica non-lineare è a tutt'oggi sicuramente il metodo di calcolo più affidabile per lo studio di strutture soggette all'azione sismica, in quanto permette di conoscere l'evoluzione nel tempo dei diversi parametri di risposta della struttura, quali spostamenti, deformazioni, tensioni e sollecitazioni. Per condurre questo tipo di analisi si deve individuare un modello che sia in grado di descrivere il comportamento post-elastico sotto cicli di carico e scarico degli elementi, con la conseguente dissipazione di energia per isteresi. Nel corso degli anni sono stati proposti un vasto numero di modelli isteretici con lo scopo di caratterizzare la non linearità di componenti strutturali e per stimare la risposta sismica dei sistemi strutturali. In questo capitolo verranno descritti una serie di tali modelli generalmente utilizzati nella pratica e che di solito descrivono la maggior parte dei comportamenti dei vari materiali impiegati nelle costruzioni in ambito civile. Successivamente saranno descritte delle grandezze necessarie a definire la risposta dei vari componenti strutturali, o della struttura nel suo complesso, nel caso in cui la stessa sia soggetta ad azioni sismiche. Verranno mostrati anche alcuni metodi di analisi dei risultati impiegati per valutare le proprietà delle misure d'intensità proposte in letteratura. Per finire andremo ad elencare i modelli strutturali e di analisi utilizzati da alcuni autori nello studio delle misure d'intensità da loro proposte, facendo riferimento a quelle citate nel capitolo precedente.

3.1. Modelli strutturali non lineari

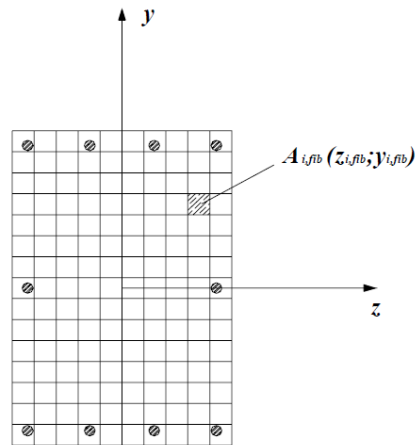
La valutazione del comportamento non lineare sotto azioni orizzontali delle strutture è estremamente complessa e di difficile interpretazione, richiedendo in genere, nell'ambito di una discretizzazione agli elementi finiti, l'utilizzo di un

modello numerico che rappresenti il giusto compromesso tra accuratezza dei risultati attesi ed oneri computazionali. In questo tipo di analisi, in cui si intende cogliere il comportamento della struttura nel campo delle deformazioni non lineari, diviene fondamentale la metodologia di modellazione delle inelasticità degli elementi che la compongono. Le possibilità di modellazione offerte dagli attuali codici di analisi strutturale non lineare sono di due tipi:

- *modelli a plasticità diffusa*, detti anche “*a fibre*”, in cui il carattere non lineare è definito a partire dalle leggi costitutive dei materiali e viene esplicitamente riprodotto su tutta la lunghezza dell’elemento.
- *modelli a plasticità concentrata*, in cui le non linearità sono riprodotte in zone ben definite degli elementi, dette “*cerniere plastiche*”, generalmente posizionate alle estremità, a ciascuna delle quali è assegnata una curva caratteristica con opportune proprietà isteretiche.

3.1.1. *Modelli a plasticità diffusa*

Per ovviare all’inconveniente di avere non-linearità concentrate solamente in alcune sezioni sono stati sviluppati i cosiddetti modelli a plasticità diffusa, che presentano una inelasticità distribuita sullo sviluppo dell’intero elemento. In questo approccio di solito ogni sezione viene suddivisa in un numero discreto di parti, ovvero quello che viene chiamato modello a fibre, e lo stato tenso-deformativo degli elementi si ottiene attraverso l’integrazione della risposta non-lineare monoassiale delle singole fibre in cui la sezione è stata discretizzata. Di conseguenza l’affidabilità del risultato analitico dipende anche dall’accuratezza dei modelli per i materiali scelti. Se il numero delle fibre è sufficientemente elevato, la distribuzione delle tensioni in campo non lineare, sulla superficie della sezione risulta accuratamente modellata, anche in campo fortemente inelastico, a differenza di un modello a plasticità concentrata.

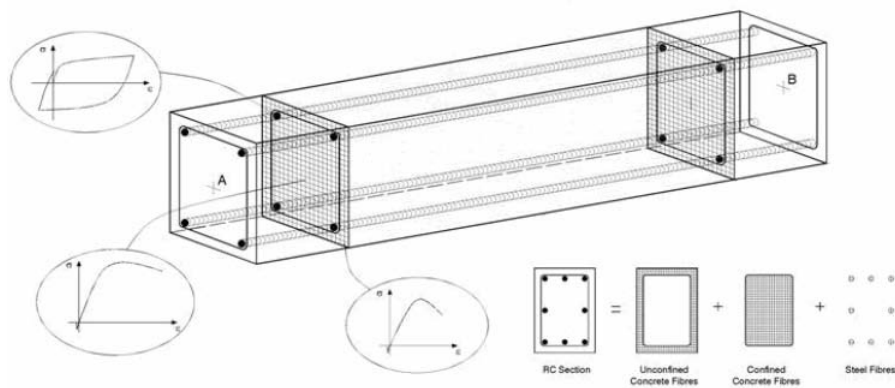


3.1 Discretizzazione in fibre della sezione

Esistono due possibili versioni alternative per una modellazione a fibre degli elementi finiti, basate su una formulazione in rigidità o in flessibilità.

La prima rappresenta la metodologia più comunemente utilizzata, in cui il campo delle deformazioni sull'elemento viene ottenuto dagli spostamenti dei nodi di estremità attraverso opportune funzioni interpolanti. In questo tipo di elemento finito, che in letteratura viene chiamato *displacement-based element*, la compatibilità delle deformazioni è dunque assicurata, mentre l'equilibrio delle forze lungo di esso è soddisfatto soltanto quando viene discretizzato in un numero adeguato di elementi finiti. La limitazione fondamentale di un tale approccio è legata alla scarsa precisione nel descrivere comportamenti altamente non-lineari, a causa dell'inadeguatezza nella rappresentazione dell'andamento delle curvature lungo l'elemento, tuttavia si può ovviare procedendo ad una discretizzazione più fitta della sezione con il conseguente aumento dell'onere computazionale richiesto. Nella formulazione in flessibilità, invece, le funzioni di forma vengono utilizzate per descrivere in modo esatto l'andamento delle sollecitazioni sull'elemento in base alle forze nodali, e le funzioni, che riproducono il campo di spostamenti, si modificano nel corso delle analisi in base al diffondersi delle deformazioni inelastiche sulla sua lunghezza. Vale a dire che, mentre l'equilibrio delle forze è sempre soddisfatto, la compatibilità delle deformazioni viene soddisfatta per via integrale. Questo tipo di formulazione dell'elemento finito, che viene chiamato *force-based element*, pur richiedendo un aumento del costo computazionale, assicura, anche nel caso di comportamenti fortemente inelastici, previsioni accurate utilizzando un ridotto numero di elementi finiti. L'impiego di questa seconda tipologia di elementi finiti può però esporre al rischio di

un'eccessiva ed irrealistica localizzazione delle deformazioni rispetto ad una modellazione con elementi formulati in rigidità, anche se per quest'ultimi si può incorre allo stesso problema con il raffittimento della mesh . Nel caso si siano adottati materiali con comportamento fortemente degradante dopo il picco di resistenza, questa circostanza può dar luogo a risultati estremamente sensibili alla discretizzazione adottata ed in particolare al numero di punti di integrazione disposti sugli elementi. E' bene precisare che il fenomeno della localizzazione delle deformazioni si manifesta sia sugli elementi formulati in rigidità, sia su quelli formulati in flessibilità; tuttavia, i maggiori effetti si ritrovano nelle strutture composte da elementi formulati in flessibilità. Da quanto detto si comprende l'importanza di un'oculata scelta della *mesh*, la quale deve essere sufficientemente fitta per descrivere i comportamenti fortemente non-lineari, ma neanche troppo per evitare il fenomeno della localizzazione delle deformazioni. Le fibre di un elemento in cemento armato rappresentano tre diversi materiali, come illustrato in figura 3.2: calcestruzzo non confinato (copriferro), calcestruzzo confinato (all'interno della gabbia di armatura), acciaio d'armatura longitudinale.



3.2 Elemento in cemento armato: materiali costituenti la sezione

L'utilizzo di legami che tengano conto del contributo del solo calcestruzzo si dimostrano validi solo nei casi di carichi ciclici che sottopongano la sezione a leggere sollecitazioni. In caso invece di sollecitazioni cicliche maggiori, le prove sperimentali hanno potuto confermare come sia il confinamento della sezione a dare il maggior contributo. Per questo si deve quindi far riferimento ad un modello più raffinato che tenga conto anche di questo contributo. Di seguito si

illustrano alcuni dei modelli maggiormente utilizzati nella pratica per descrivere il comportamento non lineare di calcestruzzo e acciaio.

3.1.1.1. Modello di Kent Park

Un modello che descrive in modo abbastanza semplice il comportamento del calcestruzzo è quello di Kent Park (Kent and Park 1971), in seguito esteso da Scott (Scott, Park et al. 1982), il quale tiene conto dell'effetto del confinamento laterale del calcestruzzo per mezzo di un'opportuna staffatura laterale. Il tratto ascendente, fino al raggiungimento della resistenza di picco è composto dalla parabola del legame di Hognestad (Hognestad 1951), mentre il tratto lineare discendente risulta funzione, oltre che del rapporto di armatura trasversale, anche del passo della staffatura. La curva di involucro monotono, rappresentata in figura 3.3, è descritta dalle relazioni:

$$f_c = \begin{cases} \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c0}^2}\right) f_{c0} & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \\ [1 - \beta_c(\varepsilon_c - \varepsilon_{c0})] f_{c0} & \varepsilon_{c0} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cl} \\ \alpha_c f_{c0} & \varepsilon_{cl} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases}$$

Dove:

- $f_{c0} = kf'_c$ rappresenta la tensione massima in corrispondenza della quale si ha una deformazione pari a $\varepsilon_{c0} = 0.002k$.
- f'_c rappresenta la resistenza cilindrica del calcestruzzo compresso.
- $k = 1 + \frac{\rho_{sh}f_{yh}}{f'_c}$ è un fattore che tiene conto dell'incremento di resistenza dovuto all'effetto di confinamento del calcestruzzo, dove ρ_{sh} è il rapporto tra il volume di armatura di confinamento ed il volume del calcestruzzo confinato nel perimetro esterno della staffa, mentre f_{yh} rappresenta la tensione di snervamento delle staffe.
- La deformazione ε_{cl} è data da $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{c0} + \frac{1-\alpha}{\beta_c}$

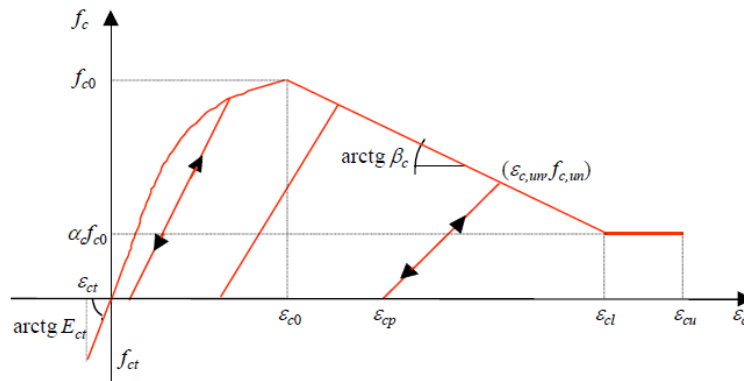
La pendenza del ramo degradante della curva di involucro è definita attraverso l'espressione:

$$\beta_c = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} + 0.75\rho_{sh}\sqrt{\frac{P}{\Delta_{sh}}} - 0.002k}$$

In cui la tensione f'_c è espressa in MPa , P rappresenta la larghezza del nucleo in calcestruzzo confinato misurato all'esterno della staffa e Δ_{sh} è il passo longitudinale delle staffe. In fase di scarico, si seguono dei rami rettilinei definiti dal punto iniziale appartenente alla curva di carico monotono $(\varepsilon_{c,un}, f_{c,un})$ e dal punto di ordinata nulla $(\varepsilon_{cp}, 0)$. L'ascissa ε_{cp} di quest'ultimo è definita dalle relazioni:

$$\varepsilon_{cp} = \begin{cases} 0.145 \frac{\varepsilon_{c,un}^2}{\varepsilon_{c0}} + 0.13 \varepsilon_{c,un} & \varepsilon_{c,un} < 2\varepsilon_{c0} \\ 0.707(\varepsilon_{c,un} - 2\varepsilon_{c0}) + 0.834\varepsilon_{c0} & \varepsilon_{c,un} > 2\varepsilon_{c0} \end{cases}$$

Il legame a trazione si assume lineare fino alla resistenza f_{ct} .



3.3 Legame costitutivo modificato di Kent e Park per il calcestruzzo confinato

3.1.1.2. Modello di Mander

Mander *et al.* (Mander and Priestley 1988) hanno presentato un legame tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato in elementi soggetti a carichi applicati sia monotonicamente che ciclicamente. Per quanto riguarda la prima tipologia di carico la tensione a compressione del calcestruzzo è data dalla relazione:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r}$$

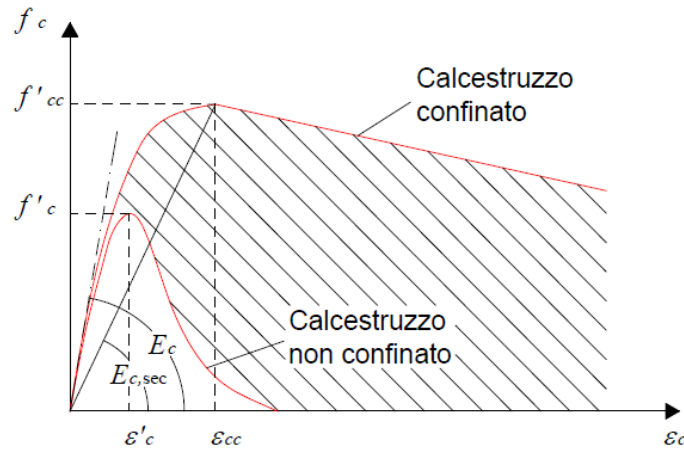
dove:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon'_c \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$



3.4 Legame tensione-deformazione del calcestruzzo per carico monotono

Le grandezze f'_c e ε'_c rappresentano rispettivamente la resistenza a compressione e la corrispondente deformazione del calcestruzzo non confinato, mentre f'_cc la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato. Quest'ultima grandezza è possibile ricavarla in seguito alla definizione del tipo di staffatura utilizzata, infatti, a seguito di un notevole numero di prove sperimentali condotte, è stato dimostrato che vi è una profonda differenza tra l'azione esercitata da staffe di forma rettangolare e quella dovuta a staffe circolari; in particolar modo quest'ultime risultano molto più efficaci in quanto l'area di calcestruzzo effettivamente confinata, rapportata a quella totale, risulta maggiore.

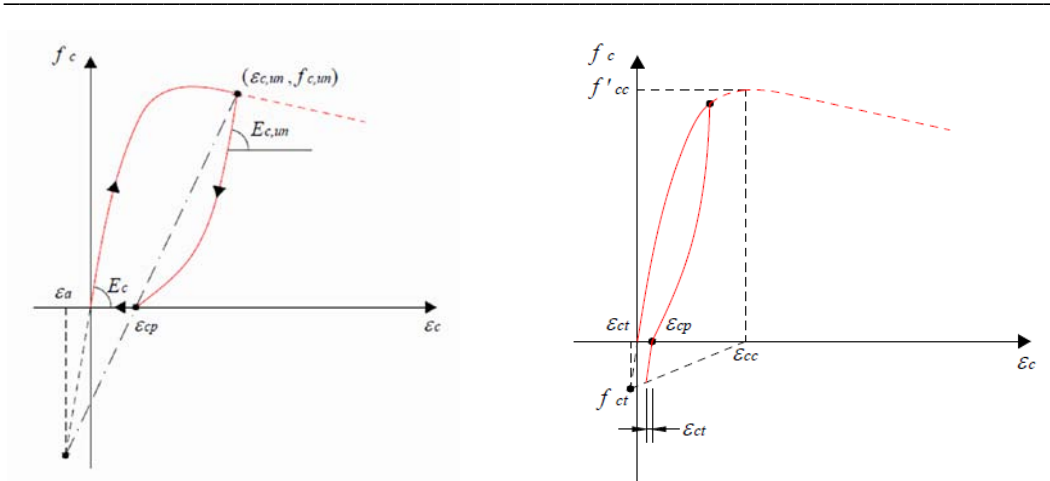
Nel caso in cui il calcestruzzo sia sottoposto a carico ciclico, si assume che la curva monotona di figura 3.4 costituisca l'involuppo della risposta per tale carico. Indicando con $\varepsilon_{c,un}$ e $f_{c,un}$ rispettivamente la deformazione e la tensione in cui avviene lo scarico, esso segue la curva descritta dalla seguente relazione:

$$f_c = f_{c,un} - \frac{f_{c,un} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c,un}}{\varepsilon_{cp} - \varepsilon_{c,un}} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c,un}}{\varepsilon_{cp} - \varepsilon_{c,un}} \right)^r}$$

dove

$$r = \frac{E_{c,un}}{E_{c,un} - E_{sec}}$$

Se la fase di scarico continua in trazione si ha un effetto degradante della resistenza dovuto al precedente caricamento a compressione. Quando viene superata la deformazione corrispondente alla resistenza a trazione, ovvero siamo nella condizione $\varepsilon_c > (\varepsilon_{ct} - \varepsilon_{cp})$, si aprono delle fessure e la resistenza a trazione del calcestruzzo si assume nulla per tutti i successivi.



3.5 Curva tensione-deformazione:(a) nella fase di scarico;(b) degradazione della resistenza a trazione del calcestruzzo per effetto del precedente carico in compressione

Nella maggior parte dei casi risulta lecito trascurare il contributo a trazione del calcestruzzo, ottenendo risultati attendibili, soprattutto in quei casi in cui ci riferiamo a condizioni ultime delle sezioni o nel caso di carichi ciclici di ampiezza elevata, come quelli che si verificano per eventi sismici. Quando invece occorre valutare il comportamento sotto carichi ciclici di piccola ampiezza, ovvero in condizioni di esercizio, questo contributo risulta significativo.

3.1.1.3. Modello di Menegotto e Pinto

Il modello costitutivo di maggior impiego in letteratura per descrivere il comportamento monotono o isteretico dell'acciaio è il modello di Menegotto-Pinto (Menegotto and Pinto 1973). Tale modello è espresso dalla relazione:

$$\bar{f}_s = \beta_s \bar{\varepsilon}_s + \frac{(1 - \beta_s) \bar{\varepsilon}_s}{(1 + |\bar{\varepsilon}_s|^R)^{\frac{1}{R}}}$$

in cui

$$\bar{f}_s = \frac{f_s}{f_{sy}} ; \quad \bar{\varepsilon}_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sy}} \quad \text{per la curva di primo carico, e}$$

$$\bar{f}_s = \frac{f_s - f_{si}}{f_{sy} - f_{si}} ; \quad \bar{\varepsilon}_s = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{si}}{\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{si}} \quad \text{per le curve di carico successive alla prima inversione}$$

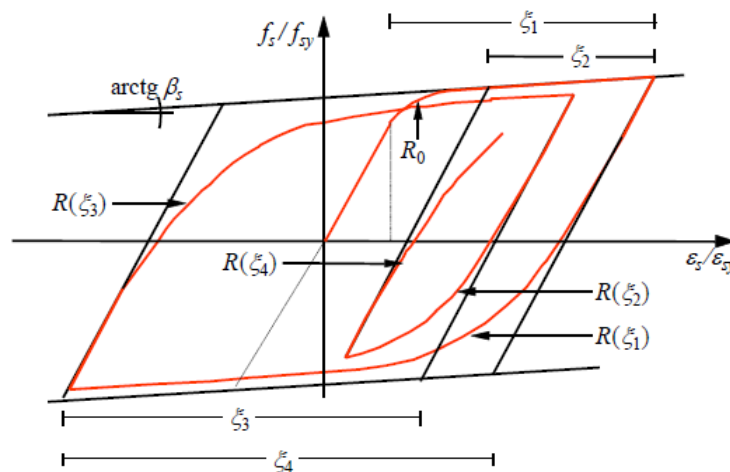
- f_{sy} e ε_{sy} sono, rispettivamente, la tensione e la deformazione che corrispondono al punto in cui si incontrano i due asintoti relativi alla curva di primo carico, punto che può essere assimilato, in prima approssimazione, a quello di snervamento;
- f_{si} e ε_{si} sono le coordinate del più recente punto di inversione del carico;

- R è un è un parametro che, in funzione della precedente escursione in campo plastico, determina la forma della curva di transizione tra i due asintoti, consentendo una buona rappresentazione dell'effetto Bauschinger.

In particolare, R è valutato attraverso la seguente espressione:

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$$

in cui R_0 è il valore del parametro R relativo alla curva di primo carico, da definire sperimentalmente insieme agli altri due parametri a_1 e a_2 . Il parametro ξ che compare nell'espressione precedente viene aggiornato per ciascun ramo di carico, calcolandolo come valore normalizzato della differenza fra le deformazioni plastiche residue in corrispondenza del punto corrente di inversione e del punto di massima o di minima deformazione, a seconda che la tensione relativa al punto di inversione immediatamente precedente a quello corrente sia, rispettivamente, positiva o negativa. Queste espressioni risultano in genere sufficienti per descrivere cicli di carico piuttosto regolari, ad esempio cicli di ampiezza crescente, al contrario, nel caso di storie di carico irregolari, per ottenere una descrizione realistica del comportamento del materiale occorre introdurre una serie di regole aggiuntive. Come noto, per tener conto della precedente storia di carico, occorrerebbe memorizzare tutte le curve di ricarico rimaste incomplete, ovvero appartenenti a cicli non percorsi completamente. Una tale rappresentazione non è però praticabile in generale, anche perché non può essere definito a priori il numero di quantità da memorizzare, il quale dipende proprio dalla storia di carico.



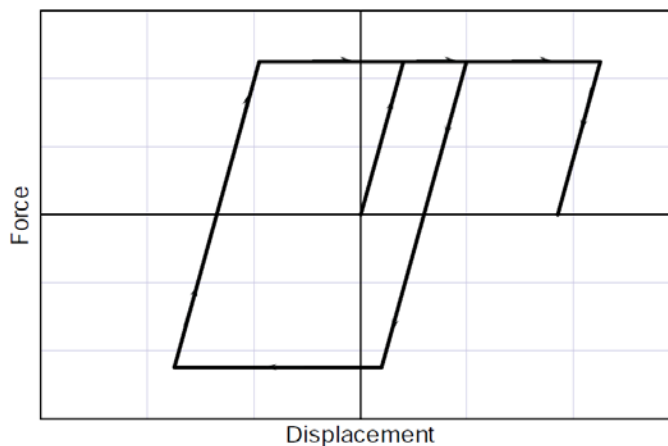
3.6 Legame per l'acciaio

3.1.2. Modelli a plasticità concentrata

Per definire un modello a plasticità concentrata come già accennato in precedenza, occorre concentrare tutte le risorse inelastiche nelle cosiddette cerniere plastiche, ovvero l'elemento finito risulta essere a comportamento elastico lineare, ma alle sue estremità, o in generale dove risulta essere necessario, vengono introdotte delle zone il cui comportamento è di tipo non lineare. Di seguito si descriveranno alcuni dei modelli proposti in letteratura e utilizzati per valutare il comportamento di diverse tipologie di materiali sotto azioni di tipo cicliche.

3.1.2.1. Modello a comportamento elastico perfettamente plastico

Molti studi in letteratura hanno adottato, per tenere conto del comportamento non lineare, dei modelli isteretici non degradanti, ovvero dei modelli dove la rigidezza e la forza laterale dopo il punto di snervamento rimangono costanti durante tutta la durata di carico. Questi modelli non colgono gli effetti di degrado della rigidezza e della forza quando vengono sottoposti a cicli di carico e scarico. Il più semplice dei modelli non degradanti è quello elasto-plastico.



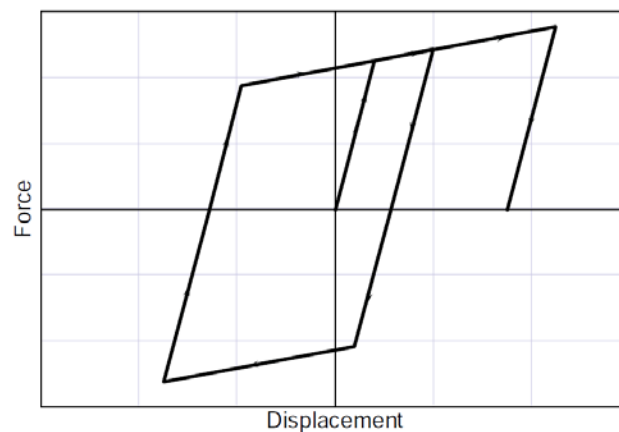
3.7 Modello a comportamento elastico perfettamente plastico

Prima del punto in cui avviene lo snervamento si ha comportamento elastico lineare e durante lo scarico la rigidezza rimane uguale a quella della fase di carico. Con questo tipo di modello Veletsos (Veletsos and Newmark 1960) hanno notato che lo spostamento laterale massimo per sistemi *sdof*, caratterizzati da periodi moderati e lunghi, è circa lo stesso di un sistema elastico lineare avente uguale periodo di vibrazione e rapporto di smorzamento. Questa osservazione è alla base dell'approssimazione di uguale spostamento che viene spesso impiegata, la cui conseguenza è un legame di proporzionalità tra lo spostamento massimo e

intensità del moto del terreno. Gli autori hanno inoltre osservato che per sistemi *s dof* aventi periodi corti lo spostamento massimo risulta essere maggiore che per sistemi a comportamento elastico lineare e in modo più rilevante quanto è maggiore l'intensità del moto.

3.1.2.2. *Modelli a comportamento elasto plastico incrudente*

A differenza del modello elasto-plastico perfetto si ha, per i modelli con incrudimento, una rigidità dopo il punto di snervamento non nulla e assume valore positivo, infatti molti materiali esibiscono un aumento in termini di forza quando vengono sottoposti a spostamenti che vanno ben oltre a quello di snervamento.

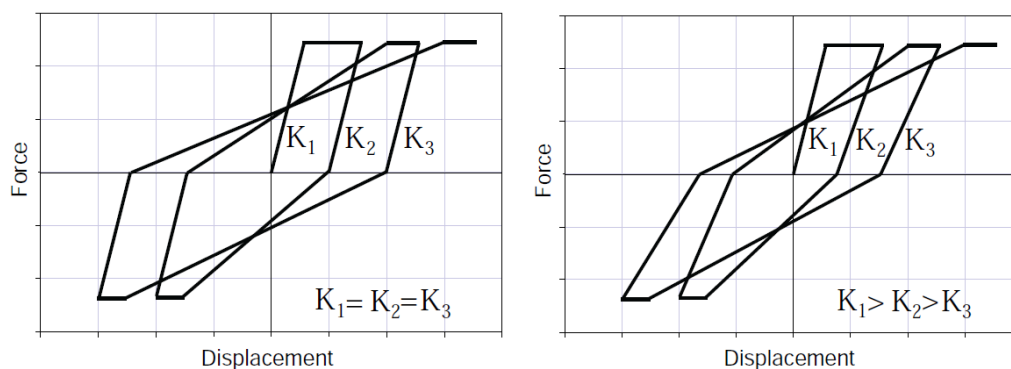


3.8 Modello elasto plastico incrudente

Molti studi recenti hanno fornito informazioni quantitative sugli effetti dovuti all'incrudimento sulla risposta e sulla variabilità in risposta a differenti registrazioni. È stato trovato che per periodi moderati e lunghi la presenza di una rigidità post-elastica positiva porta ad una leggera riduzione (minore del 5%) dello spostamento massimo. La grandezza di tale riduzione varia con il periodo di vibrazione e con la resistenza del sistema, definita come il rapporto tra la forza richiesta per mantenere il sistema elastico, dato un valore di intensità del moto, e la forza laterale di snervamento del sistema. Per corti periodi la presenza di una rigidità post-elastica maggiore di zero può portare ad una significativa riduzione dello spostamento laterale massimo, inoltre un modesto incremento di tale rigidità può riflettersi in una sostanziale riduzione nello spostamento residuo per strutture di ogni periodo.

3.1.2.3. *Comportamento a rigidezza degradante*

Molti elementi e sistemi strutturali esibiscono vari livelli di degradazione della rigidezza quando vengono sottoposti a cicli di carico e in particolar modo se ci riferiamo a componenti in conglomerato cementizio armato. Questo fenomeno di solito si manifesta al momento di formazione delle fessure, di perdita di efficienza di vincolo o per interazione con sforzi di taglio o assiali. Il livello di degradazione dipende dalle caratteristiche della struttura, come ad esempio le proprietà del materiale, la geometria, il livello di duttilità della sezione e dal tipo di connessioni, inoltre dipende dalla storia di carico. Due esempi di questo tipo di modello sono illustrati nelle seguenti figure:



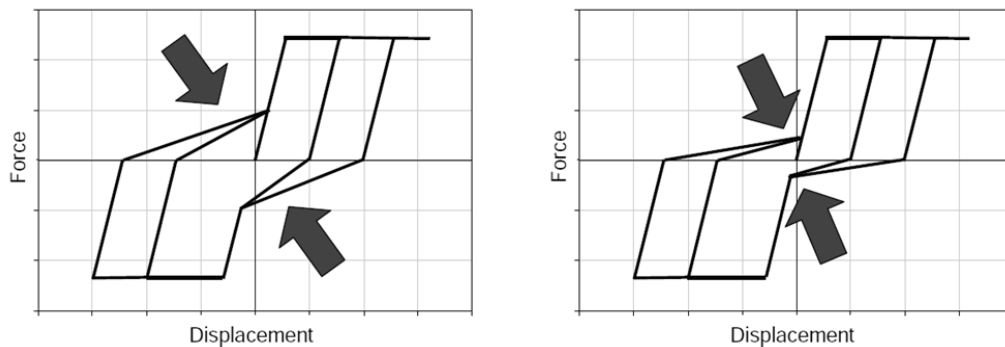
3.9 Modelli a rigidezza degradante

dove nel primo modello la rigidezza in fase di carico decresce in funzione dello spostamento di picco, ma al momento dello scarico questa rimane costante e pari al valore iniziale. Nel secondo modello entrambe le rigidzze di carico e scarico degradano in funzione dello spostamento massimo. Per valutare gli effetti di questo tipo di modello, molti studi hanno comparato la risposta di picco ottenuta con essi e quella valutata con modelli di tipo non degradante visti in precedenza. E' stato notato che per sistemi con moderato e lungo periodo, in particolare maggiore di un secondo, lo spostamento massimo è simile a quello calcolato con modelli elasto-plastici e di tipo bilineare incrudente, permettendoci quindi di usare quest'ultimi per valutare la risposta in maniera più semplice. Per periodi corti i modelli con rigidezza degradante colgono spostamenti maggiori di quelli valutati attraverso modelli che non presentano degrado, con aumento di questa differenza quando il periodo di vibrazione e la forza laterale decrescono. Ruiz Garcia (Ruiz-García and Miranda 2006) hanno inoltre rilavato che per strutture situate in suoli

soffici gli effetti del degrado in rigidezza sono molto importanti, specialmente per strutture con periodo minore di quello predominante del terremoto.

3.1.2.4. *Modello con comportamento di pinching*

Le connessioni e componenti strutturali esibiscono un fenomeno isteretico chiamato pinching quando sottoposti a cicli di carico alterni. Questo fenomeno si manifesta in un'accentuata riduzione di rigidità durante la fase di carico per poi ripristinarsi quando lo spostamento è imposto nella direzione opposta.

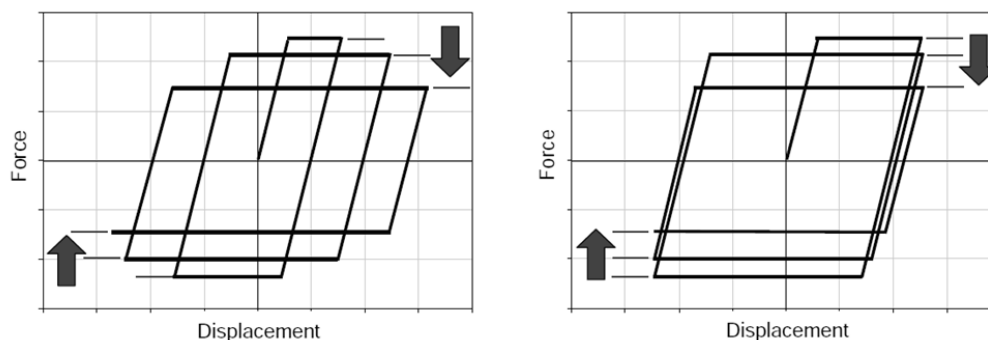


3.10 Modello con fenomeno di pinching

Il pinching si riscontra soprattutto in strutture in conglomerato cementizio armato, componenti in legno, alcuni tipi di componenti in muratura e alcune connessioni di strutture in acciaio. Nelle strutture in cemento armato questo fenomeno è tipicamente provocato dall'apertura di fessure al momento in cui lo spostamento è imposto in una direzione, mentre quando si impone lo spostamento nella direzione opposta, provocando il richiudersi delle stesse, si riscontra un ripristino della rigidità. Molti studi hanno mostrato come per sistemi con periodo fondamentale moderato e lungo, il solo fenomeno del pinching, o in combinazione con un degrado della rigidità, ha solo una piccola influenza sullo spostamento laterale massimo. Si è mostrato quindi come per sistemi con una riduzione maggiore del 50% dell'energia isteretica dovuta al pinching, la risposta strutturale può essere valutata con modelli più semplici come quello elasto-plastico o bilineare incrudente, a differenza di quanto ci si potesse aspettare da una capacità di dissipazione di energia isteretica minore. Per strutture più rigide, quindi con periodo proprio corto, il pinching provoca un aumento dello spostamento di picco rispetto alla valutazione con modelli non degradanti.

3.1.2.5. *Modello con degradazione ciclica della resistenza*

In questo tipo di comportamento la riduzione della forza laterale si manifesta dopo che il ciclo è stato invertito o durante il seguente ciclo di carico.

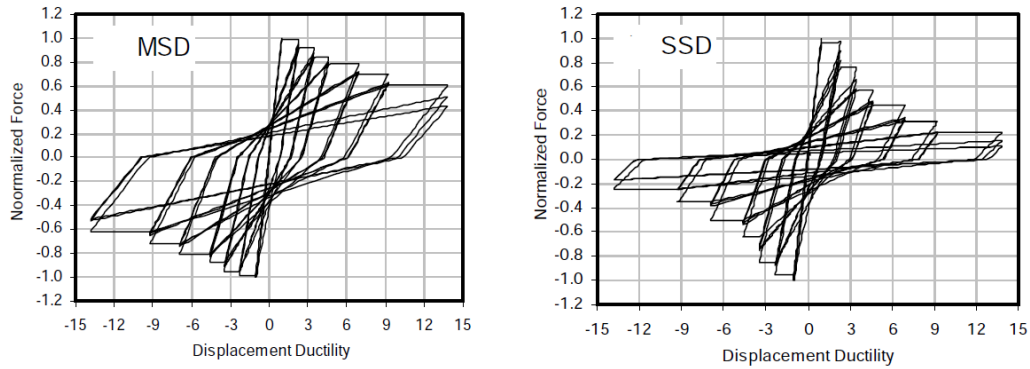


3.11 Modello con degradazione ciclica della resistenza

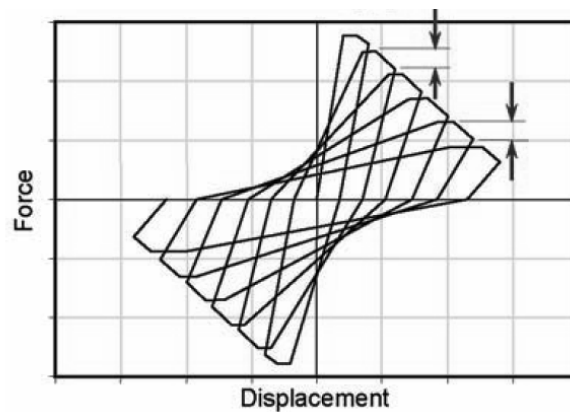
Nella prima figura la riduzione ciclica della forza laterale è funzione del livello di spostamento massimo raggiunto dal sistema e di solito è presa come funzione del rapporto di duttilità, dato dalla deformazione massima su deformazione di snervamento. La degradazione può avvenire nei susseguenti cicli anche se il livello di spostamento inelastico non viene incrementato, come viene mostrato nella figura di destra. Per modelli che presentano quest'ultimo tipo di comportamento, la riduzione della forza laterale è tipicamente presa come funzione della domanda di energia isteretica totale del sistema, valutata come l'area racchiusa dai cicli. Come per i modelli descritti in precedenza, anche l'effetto della degradazione della forza non produce un significativo effetto nella risposta di sistemi caratterizzati da un periodo di vibrazione moderato e lungo, mentre per sistemi con periodo corto può provocare un rilevante incremento della domanda di spostamento massimo.

3.1.2.6. *Modello con rigidità e forza degradante*

Molti studi recenti hanno investigato gli effetti indotti da questo tipo di modello, distinguendo sistemi con moderata degradazione di rigidità e forza laterale da sistemi dove la degradazione si presenta essere più severa, come mostrato nelle seguenti figure.



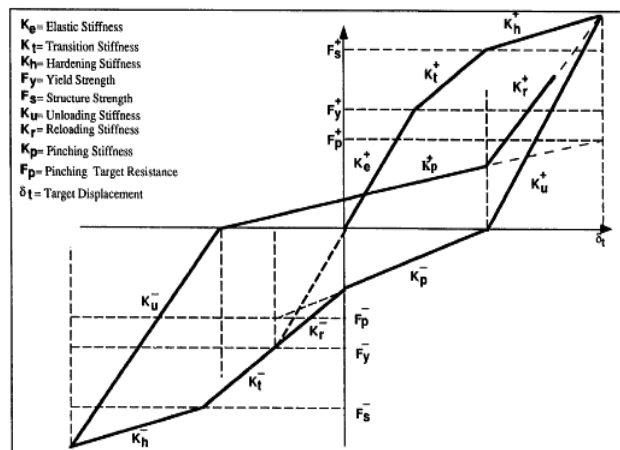
La forza laterale è ridotta come funzione della domanda di spostamento massimo e della domanda di energia isteretica. Questo comportamento ha una notevole rilevanza per sistemi aventi periodo di vibrazione minore di un secondo, in quanto provoca una risposta con spostamento massimo più elevato di quanto valutato con modelli non degradanti. Tale fenomeno non si verifica per sistemi con periodi moderati e lunghi. Un modello simile è quello dove la degradazione della forza laterale si manifesta durante la fase di carico dello stesso ciclo. Quest'ultimo comportamento può verificarsi come risultato della non linearità geometrica (effetto P-delta), della non linearità del materiale o come combinazione di entrambe.



3.12 Modello con rigidità e forza degradante

3.1.2.7. *Modello isteretico generico*

Rahnama (Rahnama and Krawinkler 1993) definiscono nel loro studio un modello isteretico generico che a seconda della scelta dei parametri che lo caratterizzano è possibile descrivere i vari comportamenti degradanti e non degradanti.



3.13 Modello isteretico generico

Nella seguente tabella sono descritti i vari tipi di modelli che se ne può ricavare.

MODEL	SKELETON PARAMETERS					HYSTERESIS PARAMETERS					
	K_e	K_t	K_h	F_y	F_s	K_u	K_r	K_p	F_t	F_p	δ_t
Basic Trilinear	K_e	K_t	K_h	F_y	F_s	K_e	K_e	—	—	—	—
Basic Bilinear	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	K_e	—	—	—	—
Bilinear with Strength	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	K_e	—	$\beta_s F_{i-1}$	—	—
Bilinear with Unloading Stiffness Degradation	K_e	—	K_h	F_y	—	$\beta_u K_{u,i-1}$	$\beta_u K_{u,i-1}$	—	—	—	—
Clough Model with Basic Stiffness Degradation	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	Rule	—	—	—	δ_{max}
Clough Model with Acc. Stiffness Degradation	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	Rule	—	—	—	$\beta_k \delta_{t,i-1}$
Clough Model with Strength Deterioration	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	Rule	—	$\beta_s F_{i-1}$	—	δ_{max}
Clough Model with Unloading Stiff. Degradation	K_e	—	K_h	F_y	—	—	Rule	—	—	—	δ_{max}
Basic Pinching Model	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	Rule	Rule	—	Rule	δ_{max}
Pinching and Accelerated Stiffness Degradation	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	Rule	Rule	—	Rule	$\beta_k \delta_{t,i-1}$
Pinching and Strength Deterioration	K_e	—	K_h	F_y	—	K_e	Rule	Rule	$\beta_s F_{i-1}$	Rule	δ_{max}

Gli autori fanno riferimento all'energia isteretica come parametro di degradazione, che ad ogni escursione i viene valutato attraverso β_i :

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c$$

- E_i è l'energia isteretica dissipata ad ogni ciclo
- E_t è la capacità di dissipare energia isteretica
- $\sum_{j=1}^i E_j$ è l'energia isteretica dissipata nei cicli previsti
- c è l'esponente che definisce il tasso di deterioramento

Il valore di β risulta essere piccolo all'inizio della fase di carico e cresce con l'aumentare della dissipazione d'energia attraverso i cicli inelastici, fino a tendere ad infinito quando $\sum_{j=1}^i E_j$ tende ad E_t . Quest'ultimo stato corrisponde ad un

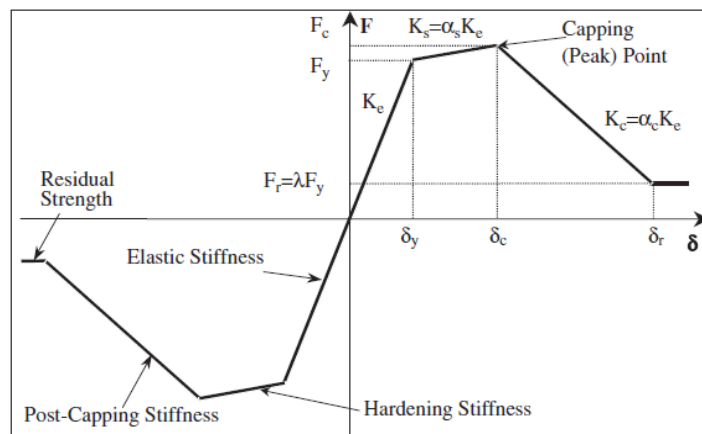
completo deterioramento ed è definito da una forza laterale nulla o in modo equivalente ad una rigidezza nulla. Il tasso di deterioramento è controllato attraverso il parametro c , il quale assume per componenti di strutture in acciaio valori compresi tra 1,0 e 2,0 (Krawinkler, Foundation et al. 1983). La capacità di dissipazione dipende dalla forza e dalla capacità di duttilità del sistema ed è data da:

$$E_t = \gamma F_y \delta_y$$

con γ parametro dipendente dal modello di degrado preso in considerazione e $F_y \delta_y$ il doppio dell'energia elastica. Per valori di γ pari ad infinito corrisponde una capacità di dissipazione di pari entità, in altre parole si considera il sistema non degradante e l'involuppo ciclico seguirà la backbone curve. Il parametro β può essere utilizzato per incorporare diversi tipi di deterioramento nel modello isteretico generale.

3.1.2.8. Backbone curve

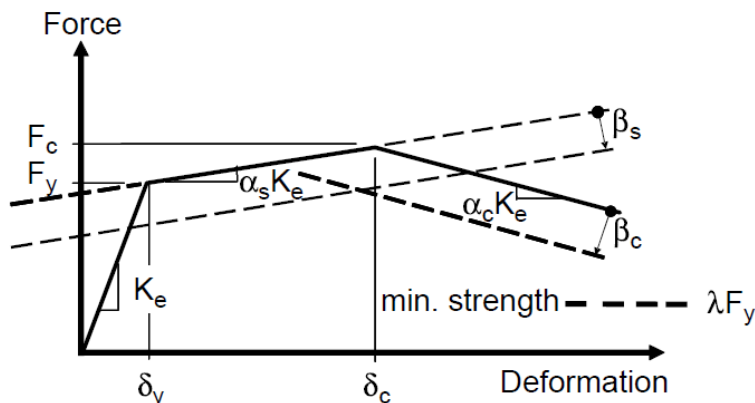
La backbone curve definisce il luogo dei punti corrispondenti ai vari cicli di isteresi e descrive la deformazione dei vari modelli isteretici. Ibarra (Ibarra, Medina et al. 2005) rappresenta la backbone curve come nella figura seguente:



3.14 Backbone curve

Se non è presente alcun tipo di degradazione la backbone curve è definita dalla rigidezza elastica iniziale K_e , la forza di snervamento F_y e la rigidezza del tratto incrudente $K_s = \alpha_s K_e$. Se è presente la degradazione, il ramo di "softening" inizia al raggiungimento della deformazione δ_c a cui corrisponde il picco di forza laterale F_c e tale punto prende il nome di *capping point*. Il rapporto tra la deformazione δ_c e la deformazione a snervamento δ_y definisce la capacità duttile

del sistema. Il ramo di “softening” è caratterizzato dalla rigidezza di post capping $K_C = \alpha_C K_e$ che assume valore negativo. In aggiunta si può assegnare al modello una forza residua $F_r = \lambda F_y$.



3.15 Backbone curve e suo spostamento dovuto a deterioramento

3.2. Indici di danno

Il problema della definizione del danno strutturale, che si presenta per eventi sismici, è un aspetto molto importante in quanto direttamente collegato con il collasso della struttura. I numerosi indici proposti in letteratura sono tipicamente basati su uno dei seguenti approcci:

- *Supply-demand*, dove la domanda imposta dal terremoto rispetto a un certo parametro strutturale, come può essere ad esempio la deformazione o l'energia, è relazionata alla corrispondente capacità degli elementi strutturali o della struttura nel suo insieme.
- *State evaluation*, dove la degradazione di una certa variabile sismica, come ad esempio forza, rigidità o energia dissipata, è confrontata con un valore critico predeterminato e usualmente espresso come percentuale del valore iniziale corrispondente allo stato non danneggiato.

In generale il danno strutturale è messo in relazione con la deformazione non più recuperabile, ovvero escursioni avvenute in campo plastico, ed è per questo che ogni parametro di danno deve riferirsi ad una certa misura di deformazione, che può essere la curvatura, la rotazione nelle sezioni terminali degli elementi, spostamenti orizzontali di piano e spostamenti relativi tra piani adiacenti. Le ultime due quantità sono in genere utilizzate come indici di danno globale, mentre

curvature e rotazioni vengono impiegate per caratterizzare il danno locale. In particolare si usano gli indici globali quando si vuole esprimere il comportamento della struttura nella sua interezza mentre quelli locali se ci si vuole riferire ai singoli elementi che la compongono. Si può facilmente intuire che l'accuratezza della valutazione dei vari indici di danno diminuisca con l'aumentare della grandezza dello scenario che si intende valutare. Gli indici di livello globale possono anche essere definiti come medie degli indici di danno relativi ai singoli elementi, anche se le procedure per fare ciò possono risultare in alcuni casi incorrette o fisicamente impossibili. Anche le forze, pur presentando un collegamento meno diretto con il danneggiamento, possono essere utilizzate come parametro di danno, ad esempio ci si può riferire al taglio di base oppure ai tagli di piano. Un altro parametro di notevole importanza è l'energia dissipata durante i cicli di carico con escursione in campo plastico. Attraverso l'uso di tale parametro ci si aspetta che il collasso possa giungere al momento in cui la struttura dissipa una quantità di energia pari ad un valore massimo. Il limite di tale criterio è quello di considerare tutti i cicli plastici indipendentemente dalla loro ampiezza, mentre è stato provato per via sperimentale che in molte situazioni cicli plastici di piccola entità non hanno rilevanza pratica ai fini del danneggiamento. Uno dei parametri di maggiore utilizzo è la duttilità, ed attraverso il confronto fra la massima escursione plastica, ottenuta durante l'azione ciclica, e il valore ammissibile si valuta se la struttura è in grado di sopportare o meno ulteriori azioni sismiche. Il limite di tale criterio è quello di considerare solo il ciclo con massima escursione plastica, prescindendo completamente dagli altri. Intermedie, fra i due criteri innanzi enunciati, esistono molte altre possibilità di definire il collasso sismico; in generale per ottenere un effettivo salto di qualità nell'analisi del problema è necessario tenere conto della distribuzione dei cicli plastici, almeno approssimativamente.

Uno degli indici locali più utilizzati nella letteratura tecnica è quello di Park e Ang (Park and Ang 1985) il quale tiene conto sia del criterio della duttilità che quello dell'energia e si presenta come una combinazione lineare di spostamento massimo ed energia dissipata plasticamente. La sua espressione è la seguente:

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE$$

oppure

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \beta \int \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_c(\delta)}$$

Nel quale:

- δ_M è la deformazione massima sotto terremoto
- δ_u è la deformazione ultima valutata con carico monotono
- Q_y è la forza di snervamento (se la forza massima Q_u è minore di Q_y , Q_y è sostituita da Q_u)
- $E_c(\delta)$ è l'energia isteretica del ciclo di carico alla deformazione δ
- dE è l'incremento di energia isteretica
- α e β sono parametri non negativi

se la risposta è in fase elastica, l'indice di danno dovrebbe essere teoricamente nullo. Valori di D maggiori o uguali all'unità esprimono il completo collasso o danno totale. Questo indice considera l'effetto cumulativo di danno solamente attraverso il termine energetico. Il vantaggio nell'uso di questo modello è dovuto alla sua semplicità ed al fatto che esso è stato calibrato attraverso molte osservazioni fatte sul danneggiamento sismico di strutture in calcestruzzo rinforzato. Tuttavia si possono riscontrare delle mancanze, dovute al fatto che nella pratica si ha una dominanza del termine dovuto allo spostamento massimo su quello energetico, risultando perciò inefficiente sul danno cumulativo. Inoltre esso usa una combinazione di tipo lineare tra lo spostamento e l'energia, a dispetto della non linearità del problema e della interdipendenza delle due quantità ed infine difetta nel considerare gli effetti di sequenza di carico nel termine cumulativo di energia.

Come detto in precedenza gli indici globali sono definiti in termini calcolati sull'interezza della struttura, come può essere il fattore di duttilità globale, basato sullo spostamento dei vari piani; un esempio è quello riferito allo spostamento in sommità dell'edificio proposto da Roufaiel (Roufaiel and Meyer 1987), oppure indici detti *softening indices* che relazionano il periodo fondamentale della struttura con l'ultimo (Rodríguez-Gómez, Cakmak et al. 1990). Per quanto concerne gli indici ottenuti come media pesata di grandezze locali si possono distinguere quelli in cui si fa riferimento all'energia dissipata dai vari elementi (Park, Ang et al. 1985),

$$D_{Piano} = \frac{\sum_i D_i E_i}{\sum_i E_i} \quad i = \text{elemento}$$

$$D_{Struttura} = \frac{\sum_i D_i^{piano} E_i^{piano}}{\sum_i E_i^{piano}}$$

oppure quelli dove si tiene conto dei carichi gravitazionali (Bracci, Reinhorn et al. 1989),

$$D_{Piano} = \frac{\sum_i W_i D_i^{(b+1)}}{\sum_i W_i D_i^b}$$

in entrambi i casi si tende ad assegnare maggior peso agli elementi dei piani più bassi.

Gli indici di danno possono essere correlati ai danni osservati sulle strutture che sono state investite da eventi sismici, ad esempio per strutture in calcestruzzo rinforzato, Reinhorn (Reinhorn, Kunnath et al. 1992) propone la seguente:

- **Nulla-lieve:** deformazione nulla e assenza di fessurazione, o al limite con fessurazioni localizzate minori, a cui corrisponde un indice di danno D che va dal valore nullo a 0.30.
- **Minore:** fessurazione moderata e collegamenti in acciaio snervati, con un indice di danno D compreso tra 0.30 e 0.50.
- **Moderato:** fessurazione severa con rottura localizzata del calcestruzzo e barre principali di armatura snervate, si hanno con valori di indice di danno D compresi tra 0.50 e 0.60.
- **Severo:** esposizione e piegatura delle armature di rinforzo con rottura del calcestruzzo per valori di D compresi tra 0.60 e 1.
- **Crollo:** per valori uguali o superiori a 1.

Queste informazioni sono utili per valutare il comportamento di una struttura in accordo con gli obiettivi prestazionali, di solito espressi tramite i seguenti livelli: *immediate occupancy, life safety e near collapse*.

Livelli di Performance	Indice di danno D
Immediate Occupancy	<0.30
Life Safety	0.30-0.60
Near Collapse	0.60-0.95
Collapse	>0.95

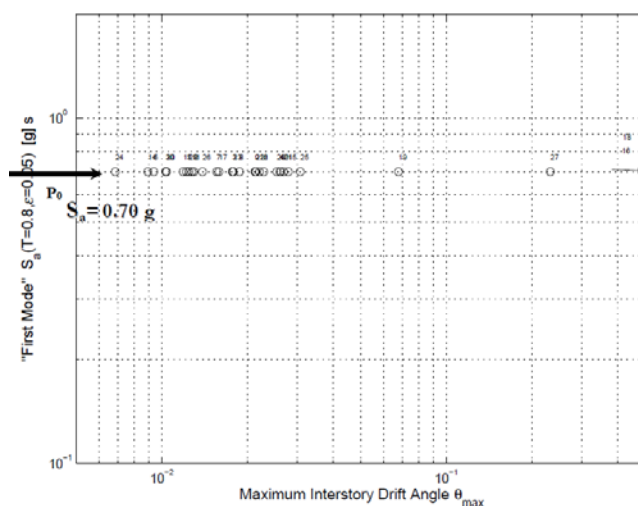
Il livello di riparabilità di una struttura può essere preso pari a 0.60.

3.3. Metodi di analisi dei risultati

In questo paragrafo verranno descritti i principali metodi per rappresentare i risultati ottenuti da analisi dinamiche non lineari, condotte sui vari sistemi oggetto di indagine, nello spazio *EDP-IM*. Attraverso queste rappresentazioni è possibile ricavare i parametri statistici utili a valutare i valori di probabilità di superamento di uno stato di danno e quindi di uno stato limite.

3.3.1. Metodi narrow-range

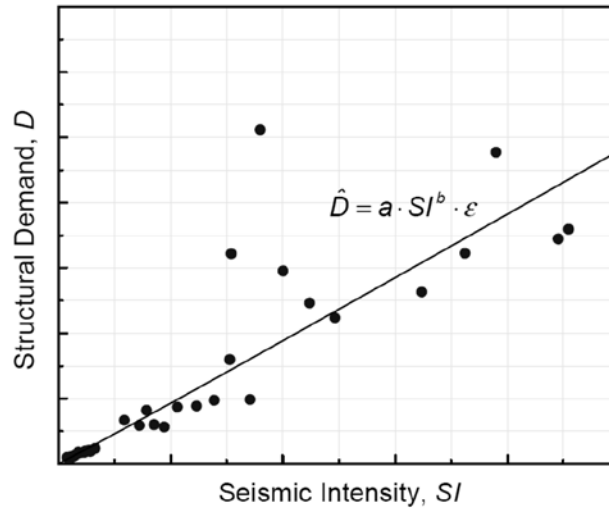
Questo tipo di analisi hanno come caratteristica quello di analizzare i risultati su una fascia ristretta di valori di intensità di misura. I due metodi principali sono la single-stripe analysis e la cloud analysis. La prima è una procedura nel quale i risultati di analisi dinamiche sulle strutture sono ottenute con previa scalatura dei valori di intensità ad uno specifico valore e vengono rappresentati da punti sparsi su una linea individuata da tale livello di *IM*. Da questi risultati vengono ricavate le misure statistiche, come la media e la dispersione dei parametri di domanda *EDP* al livello di *IM* della striscia. Questo valore di misura d'intensità può essere preso ad un certo livello di probabilità, ricavato attraverso la curva di pericolosità ottenuta mediante la *PSHA*. Dopo aver scelto l'opportuno valore di *IM*, le registrazioni vanno scalate e si procede a ricavare i vari valori di *EDP*. Nella seguente figura si mostra un esempio di tale rappresentazione.



3.16 Analisi single stripe

A questo punto è possibile calcolare la media $\eta_{EDP|IM}$ e la dispersione $\beta_{EDP|IM}$ della risposta “*stripe*” per un dato valore di IM .

Il secondo metodo è detto cloud analysis ed è una procedura nel quale la struttura è soggetta ad un set di registrazioni a diversi valori intensità, cioè senza effettuare alcun tipo di scala. A differenza del metodo “*stripe*”, questo fornisce una nuvola di punti, come mostrato dalla figura sottostante.



3.17 Analisi di tipo cloud

Per stimare le proprietà statistiche della risposta “*cloud*”, si applica di solito una regressione lineare su valori in scala logaritmica, che equivale ad una forma di potenza su scala normale. Quindi la media del parametro di domanda EDP è fornita da:

$$\eta_{EDP|IM} = aIM^b \cdot \varepsilon$$

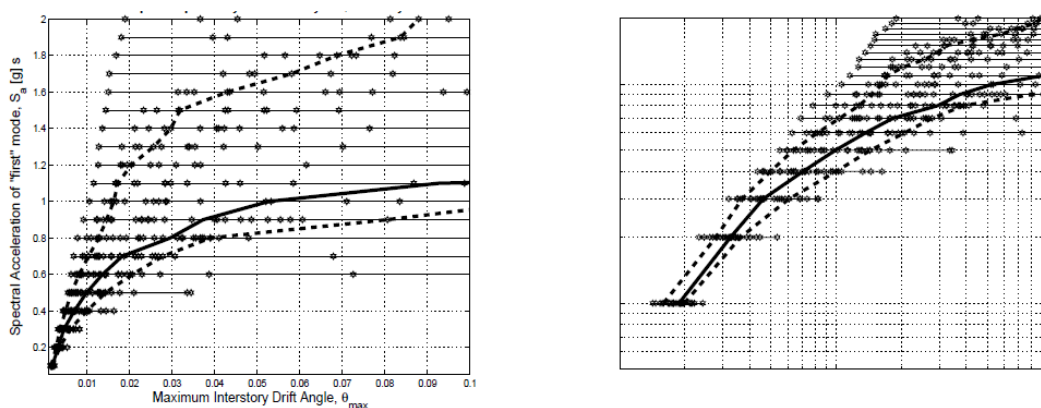
dove ε sta ad indicare la variabile lognormale random, la quale ha media unitaria e una deviazione standard logaritmica $\sigma_{ln\varepsilon}$ e serve per descrivere le incertezze nella relazione. I coefficienti a e b vengono stimati, come detto in precedenza, attraverso una regressione in scala logaritmica e $\sigma_{ln\varepsilon}$ è calcolata tramite:

$$\sigma_{ln\varepsilon} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [\ln(EDP_i) - \ln(aIM_i^b)]^2}{n - 2}}$$

dove n rappresenta il numero dei punti della nuvola, ovvero il numero delle registrazioni.

3.3.2. Metodi wide range

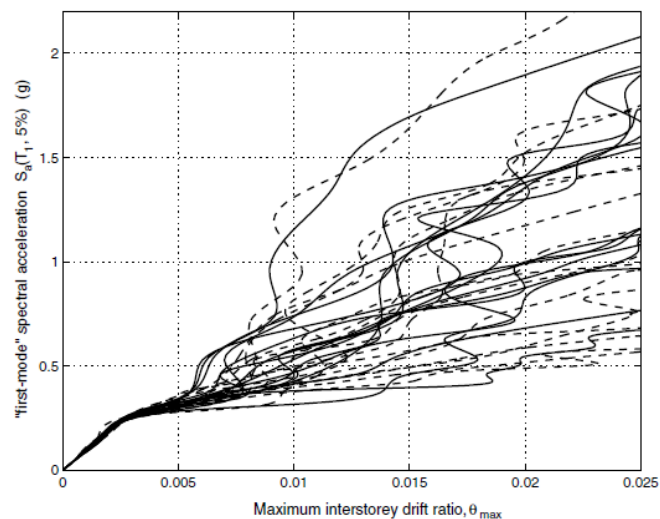
I metodi *wide-range* permettono di effettuare un'analisi su di un più ampio intervallo di valori di misure d'intensità *IM*, con il conseguente aumento dello sforzo computazionale richiesto. Un metodo è il multiple stripe analyses (*MSA*), che è l'insieme di singole stripe analysis valutate a più livelli di *IM*. Quindi in altre parole i risultati sono sparsi lungo delle strisce identificate da diversi valori di misura d'intensità presa in esame. Le strisce sono ottenute mediante l'applicazione alla struttura di registrazioni scalate a più livelli di *IM*. I risultati possono essere rappresentati sia in scala logaritmica che in scala normale, anche se di solito viene preferita la prima soluzione.



3.18 Analisi di tipo multi-stripe in scala normale e logaritmica

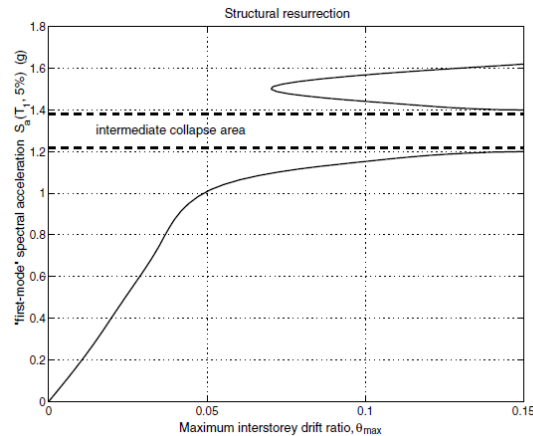
La linea continua rappresenta il valore medio, mentre quelle tratteggiate il 16-esimo e 84-esimo percentile. Con questo tipo di analisi si rende possibile valutare la probabilità di superamento del parametro di domanda *EDP* per più valori di *IM*. Un altro metodo di tipo *wide-range* e molto usato nella pratica è l'Incremental Dynamic Analysis (*IDA*) (Vamvatsikos and Cornell 2002) nel quale si relaziona i livelli della misura di intensità ai valori dei parametri *EDP* attraverso curve dette *IDA-curve*. Ognuna di queste curve corrisponde quindi ad una particolare registrazione, la quale viene scalata a vari livelli di intensità e passa attraverso il valore massimo del parametro *EDP* ottenuto per essa. Un'analisi di questo tipo offre dei vantaggi rispetto ad una singola analisi dinamica, in quanto permette di osservare l'evolversi del comportamento della struttura di un edificio al crescere della forzante sismica. Attraverso la definizione delle curve è possibile comprendere come la struttura raggiunge la crisi o un definito valore del parametro di domanda, inoltre si riesce a comprendere vari aspetti quali la

formazione delle prime cerniere plastiche, quale sia il comportamento elastico e quello post-elastico e come varia la risposta dinamica passando da comportamento lineare a quello non lineare. Questo tipo di analisi può dipendere molto dall'accelerogramma scelto, quindi di solito viene scelto un set di registrazioni per poter rappresentare al meglio la risposta strutturale. Per la scelta del numero di registrazioni da utilizzare, Vamvatsikos (Vamvatsikos and Cornell 2004), dopo aver condotto diverse prove valutando la domanda sismica, suggerisce di usare un numero compreso tra dieci e venti per edifici di media altezza. Un esempio di analisi *IDA* è illustrato nella figura seguente, da cui è possibile notare che l'andamento delle curve che in alcuni casi non è monotono. Questo fenomeno è prodotto dalla comparsa di forti dissipazioni indotte dalla deformazione plastica di alcuni elementi strutturali che può portare alla diminuzione del valore di *EDP* con un incremento del parametro d'intensità del moto.



3.19 IDA curve dedotte da una Incremental Dynamic Analysis

Un caso estremo è lo *structural resurrection*, ovvero quel fenomeno in cui non si ha convergenza numerica di *EDP* per un fissato valore di intensità, mentre aumentando quest'ultima si riscontrano dei valori del parametro di domanda elevati ma finiti.



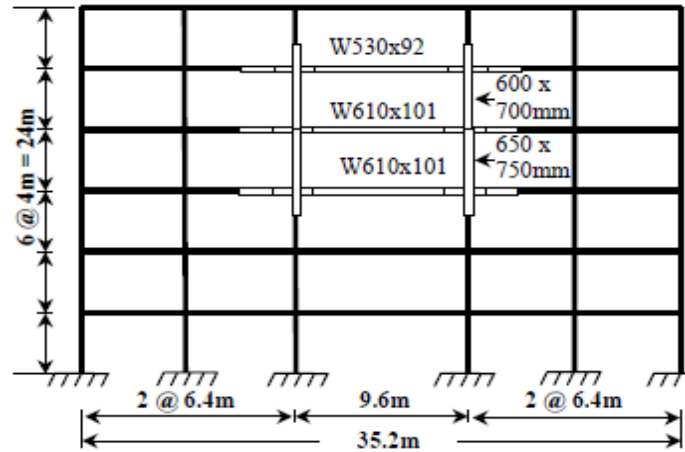
3.20 Fenomeno dello *structural resurrection*

Questo tipo di analisi permette di valutare in modo efficace i livelli di performance o gli stati limite stabiliti.

3.4. Modelli strutturali e di analisi usati in alcuni studi recenti

In questo paragrafo andremo a descrivere, con riferimento ad alcuni degli studi citati nel capitolo precedente, i modelli utilizzati dagli autori e in particolare verranno descritti sia i modelli strutturali, sia quelli impiegati per valutare le proprietà delle misura d'intensità. Verranno inoltre descritte le tipologie di analisi effettuate sulle strutture e i parametri adottati nel valutare l'entità del danno.

Prendendo in esame la misura d'intensità proposta da Cordova, si può notare la sua dipendenza di parametri α e c , con il secondo dato dal rapporto dei periodi scelti come riferimento. Per valutare i valori ottimali da adottare nel calcolo di questa misura, l'autore ha condotto diverse analisi su vari modelli strutturali, i quali erano stati definiti in precedenza da Mehanny (Mehanny and Deierlein 2000). In particolare si utilizzano quattro strutture momento resistenti, progettate in accordo all'International Building Code, cui tre di esse formate da sei piani e l'altra da dodici con l'ulteriore differenziazione che una è realizzata interamente in elementi di acciaio mentre le altre da colonne in cemento armato e travi in acciaio. Le colonne sono state dimensionate secondo il criterio colonna forte e trave debole, inoltre le analisi non lineari statiche e dinamiche sono condotte tenendo in conto degli effetti del secondo ordine e di plasticità diffusa negli elementi e nelle connessioni. Uno schema del telaio per la struttura di sei piani è illustrato di seguito.



3.21 Telaio struttura di sei piani

Per ogni struttura viene definito il periodo fondamentale T_1 e il rapporto tra taglio ultimo alla base, valutata con analisi statica non lineare, e il taglio di progetto valutato in accordo con l'IBC, i valori sono riportati seguente tabella.

Strutture	T_1 (s)	V_u/V_d
6 piani RCS-S	1.30	3.9
6 piani S-S	1.30	6.1
6 piani RCS-P	1.50	2.6
12 piani RCS-S	2.10	4.4

La risposta strutturale è misurata attraverso la rotazione relativa di interpiano, i cui valori massimi sono relazionati ai vari livelli di misura d'intensità mediante le curve *IDA*. Per dimostrare l'efficienza, l'autore confronta la *IM* proposta con l'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale delle struttura, mostrando come la prima presenti una variabilità da registrazione a registrazione significativamente inferiore rispetto alla seconda. La variabilità viene quantificata in termini di dispersione del parametro *IDR* e calcolata come lo scarto quadratico medio dello stesso dalla curva di risposta media, ottenuta attraverso una regressione lineare in scala logaritmica tra la risposta e la misura d'intensità:

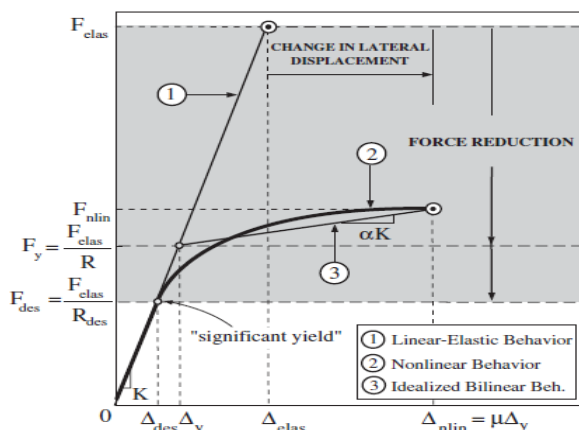
$$IDR_{max} = a + b \cdot IM$$

$$\sigma_{\ln IDR_{max}|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln IDR_{max,i} - \ln \widehat{IDR}_{max})^2}{n - 1}}$$

dove $IDR_{max,i}$ rappresenta la risposta calcolata per una data intensità, \widehat{IDR}_{max} la risposta stimata attraverso la curva di regressione e n è il numero di osservazioni, ovvero di registrazioni. I parametri a e c vengono scelti in modo da minimizzare

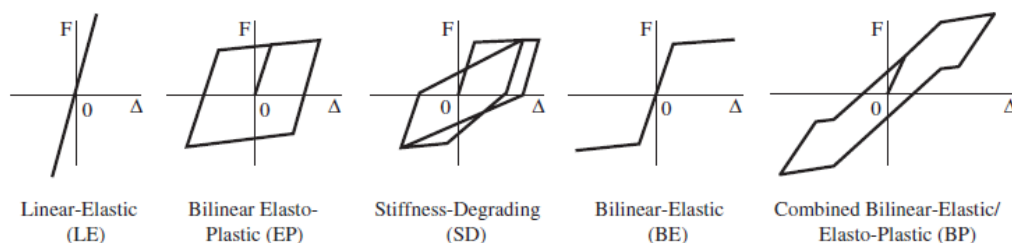
la dispersione e quindi andrebbero calibrati di volta in volta per ogni modello strutturale. Per scongiurare questo e rendere più pratico l'utilizzo della *IM* proposta, l'autore definisce dei valori generali che possano essere usati per diverse strutture senza compromettere l'efficienza. Per fare questo sono state calcolate le curve *IDA* per ognuno dei quattro modelli descritti in precedenza, graficando i risultati per diverse coppie dei parametri α e c e calcolando per ognuna le relative dispersioni. Nello studio viene mostrato come la dispersione σ_{lnIDR} rimanga approssimativamente costante per un ampio intervallo di valori del parametro c , inoltre i valori di α risultano relativamente stabili per c compreso tra due e tre e pari a 0.5. In conclusione l'autore ha suggerito di usare $c=2$ e $\alpha=0.5$, come già anticipato nel precedente capitolo.

Kurama e Farrow utilizzano per studiare l'efficienza di scala basata sulle varie misure d'intensità, modelli strutturali ad uno e a più gradi di libertà. Per quanto riguarda i sistemi *sdof* essi sono idealizzati attraverso un andamento bilineare tra forza e spostamento, come mostrato in figura.

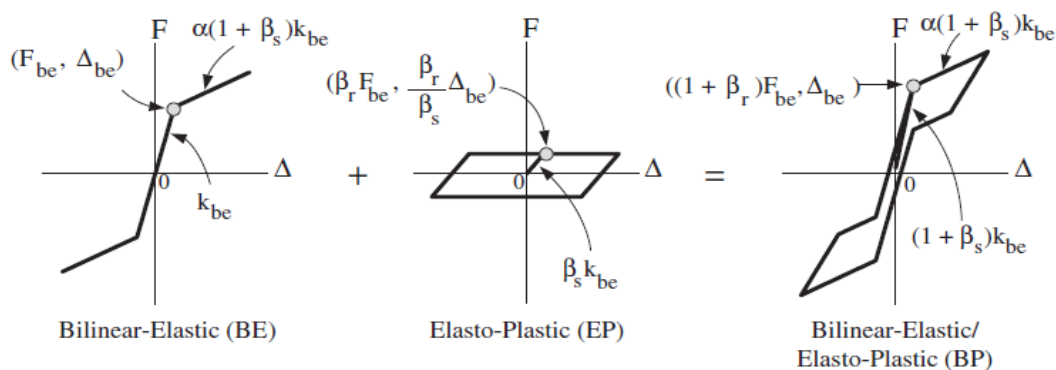


3.22 Comportamento bilineare idealizzato dalla curva forza-spostamento

La forza di snervamento F_y , si ottiene dividendo la forza elastica F_{elas} del fattore di riduzione R , il quale è una proprietà della struttura e non coincide quindi con la costante specificata nelle normative sulle costruzioni. Vengono studiati cinque tipologie di comportamento isteretico ed in particolare uno di tipo elastico lineare (EL), impiegato per determinare la forza elastica, uno bilineare elasto plastico (EP), uno nel quale viene tenuto in conto della degradazione di rigidezza (SD), uno bilineare elastico (BE) ed infine un modello dato dalla combinazione di un comportamento bilineare elastico ed un comportamento elasto plastico.



In quest'ultimo, il modello bilineare elastico vuole rappresentare il sistema primario di base mentre quello elasto plastico descrive il comportamento di un sistema supplementare di dissipazione di energia. Le rigidzze iniziali dei sistemi base che compongono il modello *BP* sono messe in relazione dal coefficiente β_s , mentre le forze laterali al punto di snervamento sono relazionate attraverso β_r , entrambi minori del valore unitario.

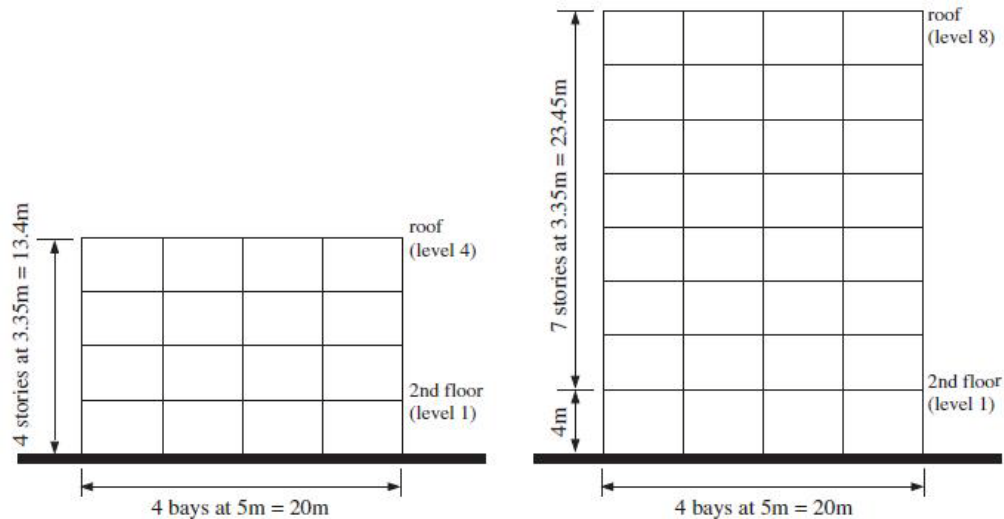


3.23 Costruzione del modello BP

I valori dei parametri usati per le analisi sono riassunti nella tabella seguente.

Parametri	R	α_s	ξ	β_s	β_r	T_1
SDOF	1,2,4,8	10%	5%	1/3	1/3	0,1-3s

Vengono inoltre analizzati due sistemi strutturali più complessi a più gradi di libertà, realizzati in conglomerato cementizio armato e composti di quattro e otto piani rispettivamente, in cui gli elementi sono di tipo momento resistenti. Entrambe le strutture hanno cinque campate in una direzione e sei nell'altra e sono state progettate in accordo alle normative UBC 1997 per aree ad alta sismicità con suolo di tipo soffice (San Francisco bay). Per ogni struttura vengono condotte analisi su telai interni, assumendo che i solai siano sufficientemente rigidi quando vengono caricati nel piano.



3.24 Telai piani utilizzati come sistemi a più gradi di libertà

Il taglio alla base di progetto F_{des} definisce il punto “*significant yield*”, ovvero il punto in cui inizia lo snervamento e viene calcolato con l’ausilio dello spettro di risposta elastico utilizzando come fattore di riduzione il valore R_{des} pari a 8.5.

Per condurre le analisi statiche non lineari e dinamiche non lineari per ogni telaio, è stato sviluppato un modello di analisi piuttosto semplice, in cui le colonne sono incastrate alla base. La rigidezza a flessione iniziale dei pilastri interni è assunta pari al 100% di quella della sezione in fase elastica, mentre la rigidezza iniziale ‘effettiva’ delle colonne esterne e delle travi di piano, comprese quelle della copertura, vengono assunte pari all’80% e al 30% rispettivamente, in modo da tenere conto della fessurazione degli elementi. Nelle analisi dinamiche il comportamento non lineare è modellato attraverso cerniere plastiche concentrate alle estremità delle travi, le quali vengono schematizzate mediante una molla con rigidezza rotazionale dopo lo snervamento pari al 2% di quella iniziale e concentrata in una lunghezza pari a 1.5 volte la profondità della trave. Il momento in cui avviene lo snervamento nelle molle è assunto pari a quello di progetto quindi senza tenere in conto delle sovra resistenze. Il comportamento non lineare nelle colonne viene tenuto in conto solo alla base di esse, in modo da avere un modello relativamente semplice, e modellato con l’ausilio di elementi a fibre in modo da includere gli effetti di interazione tra sforzo assiale e momento, oltre all’effetto P- Δ .

Strutture	H(m)	Largh.(m)	Tot carico sismico W (KN)	F _{des} (KN)	T ₁	ξ
4 piani	13.4	20	3024.8	332.7	0.49	5%
8 piani	27.5	20	6187.5	681.0	0.87	5%

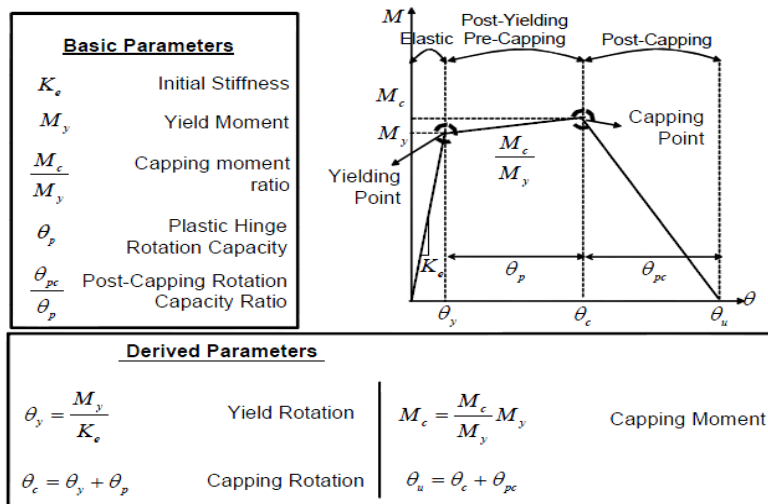
I parametri di domanda *EDP* utilizzati per i sistemi *sdof* sono la domanda di spostamento massimo δ_u e la duttilità $\mu = \delta_u/\delta_y$ mentre i risultati sono espressi come dispersione corrispondente a diversi valori di R e calcolata attraverso i coefficienti di variazione. Per sistemi *mdof* viene usato lo spostamento ai diversi piani δ_i e la rotazione massima di interpiano, valutata come:

$$\theta_i = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i - h_{i-1}}$$

Bianchini e Cornell hanno usato come modelli strutturali due set di oscillatori semplici e altri due di strutture a più gradi di libertà. Per descrivere la non linearità vengono adottati modelli isteretici che includono un deterioramento in forza e rigidità e altri senza alcun deterioramento; in particolare si usa un comportamento bilineare con incrudimento per i sistemi a un solo grado di libertà e uno di tipo *peak oriented* per gli altri. Nel caso di modelli che presentano un fenomeno di degrado, questo è esplicitato da parametri basati sull'energia dissipata ai vari cicli di carico e descritto dal parametro $\gamma_{s,c,k,a}$. La backbone curve è espressa dai parametri proposti da Ibarra e visti in precedenza. Per entrambe le tipologie di sistemi viene usato uno smorzamento critico del 5% e il parametro di domanda *EDP* impiegato è l'angolo massimo di interpiano θ_{max} . Come accennato vengono utilizzati due tipologie di sistemi *sdof*, con periodi propri pari a 0.3, 0.6, 1, 1.5 e 3 secondi. Il primo set di sistemi strutturali a più gradi di libertà è costituito da un telaio a singola campata e a più piani che è stato modellato ed utilizzato per primo da Ibarra e Medina. Questo set è composto da dodici strutture momento resistenti, alcune di bassa elevazione ed altre di medio-alta elevazione con un numero di piani pari a 3, 6, 9, 12, 15 e 18. Il periodo fondamentale è preso come funzione del numero di piani N e in particolare si distinguono strutture flessibili, con $T_1=0.2N$ e strutture rigide con $T_1=0.1N$. Le estremità delle travi e le basi delle colonne sono caratterizzate dal comportamento del modello isteretico *peak oriented* per tutte le strutture utilizzate. Le altre caratteristiche di questi sistemi sono riportati nella seguente tabella.

Parametri	SDOF	SDOF	MDOF
	Primo set	Secondo set	Primo set
ξ	5%	5%	5%
α_s	5%	5%	3%
δ_c/δ_y	∞	4	4
α_c	-	-25%	-10%
$\gamma_{s,c,k,a}$	∞	∞	∞
F_r	0	0	0

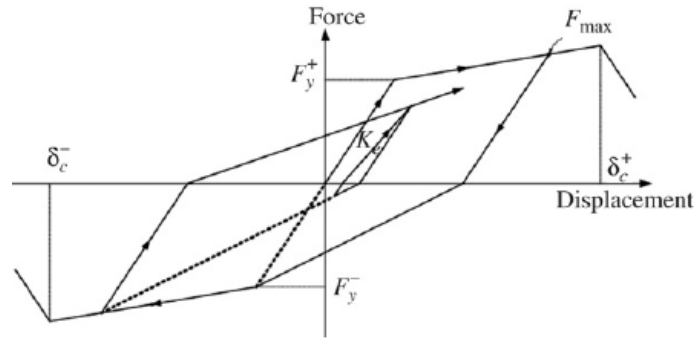
Un secondo set è stato preso per rappresentare strutture più realistiche, in questo caso si hanno 4, 8, 12 e 16 piani e come in precedenza il periodo proprio è in funzione di essi. I parametri che ne descrivono il comportamento sono presi con riferimento a quelli proposti da Zereien (Zareian 2006), il quale esprime la *backbone curve* in termini di momento e rotazione come mostrato nella figura che segue. La degradazione ciclica in forza e rigidezza viene basata con riferimento alla capacità di dissipare energia isteretica, $E_t = \lambda M_y \vartheta_p$, dove λ è un parametro calibrato attraverso risultati sperimentali. Si considerano, per descrivere il comportamento, valori di ϑ_p pari a 1, 3 e 6%, di $\vartheta_{pc}/\vartheta_p$ pari a 1, 5 e 15 e infine valori di λ pari a 10, 20 e 50.



3.25 Backbone curve in termini di momento e rotazione e grandezze associate

Mehanny impiega solo sistemi ad un grado di libertà per studiare l'efficienza delle due misure d'intensità da egli proposte. I sistemi *s dof* sono caratterizzati da due tipi di comportamento isteretico, vale a dire quello bilineare e il modello

modificato di Clough e per entrambi i casi il rapporto di smorzamento è assunto pari al 5%.



3.26 Modello modificato di Clough

I parametri che descrivono la *backbone curve* sono: una rigidezza del tratto incrudente pari al 3% di quella elastica iniziale, uno spostamento al *cap-point* di otto volte maggiore di quello di snervamento e una forza laterale residua pari al 20% di quella massima. Nello studio vengono anche confrontati comportamenti con effetto degradante e non dei sistemi. Nei modelli a comportamento bilineare, che generalmente vengono utilizzati per rappresentare strutture in acciaio, si tiene conto sia di un degrado modesto che di uno severo, mentre l'altro si studia solo nel caso di degrado ciclico severo. I periodi propri degli oscillatori vanno da 0.2 a 3 secondi intervallati ognuno di 0.2 secondi. Gli *EDP* che vengono utilizzati sono la domanda di spostamento inelastico di picco e la domanda di duttilità, valutata attraverso il rapporto tra lo spostamento massimo e quello di snervamento.

Parametri	SDOF Bilineare	SDOF Clough mod.
ξ	5%	5%
α_s	3%	3%
δ_c/δ_y	8	8
F_r ($\%F_{max}$)	20%	20%

Lo studio viene condotto tramite un'analisi di tipo *multi stripe*, la quale permette di non fare assunzioni su come la media e la dispersione cambiano in funzione dalla *IM*, a differenza di quanto va fatto con un'analisi di tipo *cloud*.

Bojorquez e Iervolino usano oscillatori semplici e sistemi a più gradi di libertà per studiare la misura d'intensità da loro proposta. Per quanto riguarda i sistemi *sdo* ne vengono presi due con periodo proprio rispettivamente di 0.5 e 1 secondo ed entrambi caratterizzati da un comportamento isteretico bilineare, il cui tratto incrudente assume una rigidezza pari al 5% di quella iniziale, $\alpha_s = 5\%$. Lo

smorzamento critico viene assunto anch'esso del 5%. Il sistema a più gradi di libertà si tratta invece di una struttura in acciaio e viene definito secondo le normative messicane; esso è composto da otto piani, ciascuno dei quali ha un'altezza pari a 3.5 metri, mentre in senso orizzontale presenta tre campate di uguale lunghezza e pari a otto metri, inoltre è contraddistinto da un periodo di vibrazione fondamentale di 1.2 secondi. Anche per questo sistema strutturale viene usato un modello bilineare, ma a differenza degli altri il tratto post snervamento ha una pendenza del 3%, così come il rapporto di smorzamento. Gli autori non tengono in considerazione di eventuali parametri di degradazione ciclica. Nella seguente tabella vengono riassunte le principali caratteristiche.

Parametri	1° SDOF	2° SDOF	MDOF
ξ	5%	5%	3%
α_s	5%	5%	3%
T	0.5s	1s	1.2s

I parametri *EDP* utilizzati sono la domanda di duttilità, definita dal rapporto tra lo spostamento ultimo e quello a snervamento, δ_u/δ_y , il massimo spostamento di interpiano e l'energia isteretica dissipata normalizzata attraverso la forza laterale di snervamento F_y . Per il sistema *mdof*, la forza F_y è il taglio alla base riferito allo spostamento δ_y e ottenuto con l'ausilio di un'analisi pushover. La dissipazione di energia isteretica corrisponde all'energia totale dissipata dalla struttura, vale a dire da tutti gli elementi che la compongono, mentre per quanto concerne la duttilità essa è valutata come il rapporto tra lo spostamento massimo di sommità dell'edificio e quello di snervamento.

Luco e Cornell utilizzano, per valutare l'efficienza e la sufficienza delle varie misure d'intensità avanzate proposte, tre modelli strutturali, rispettivamente di tre, nove e venti piani ciascuno, composti da elementi di acciaio e progettati secondo normativa UBC del 1994. Solo gli elementi perimetrali delle strutture sono di tipo momento resistente, ovvero in grado di sopportare carichi laterali come quelli sismici, mentre gli elementi interni sono assemblati in modo da reggere solo i carichi gravitazionali. Le analisi non lineari sono effettuate su dei modelli bidimensionali, ovvero dei telai creati per ogni edificio e in cui sono state collocate all'estremità delle travi, delle colonne e nei loro collegamenti, cerniere plastiche che presentano un comportamento con incrudimento pari al 3%, inoltre

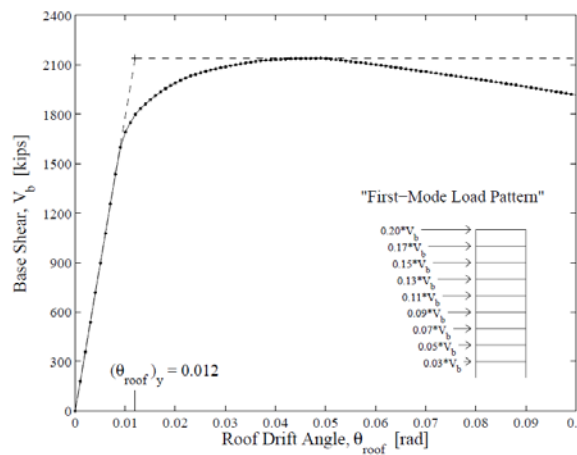
si tengono in conto degli effetti P- Δ e dell'interazione tra momento e sforzo assiale. Alcune proprietà delle strutture sono definite nella tabella seguente:

Strutture	Primo modo			Secondo modo	
	T ₁ (s)	ξ_1	dy(cm)	T ₂ (s)	ξ_2
3 Piani	0.98	0.020	12	0.30	0.016
9 Piani	2.23	0.020	33	0.82	0.011
20 Piani	3.96	0.021	41	1.35	0.012

Lo spostamento ad inizio snervamento d_y , impiegato nel calcolo delle misure di intensità, è determinato via analisi statica non lineare del modello strutturale sotto osservazione. In questo tipo di analisi vengono applicate forze laterali calcolate con l'ausilio dell'analisi modale e corrispondenti al primo modo di vibrare, che per ogni piano sono valutate come:

$$F_i = \frac{m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}} V_b$$

dove n rappresenta il numero di piani, m_i la massa di ciascuno di essi e V_b il taglio totale alla base. Il risultato dell'analisi pushover è rappresentato mettendo in relazione la rotazione massima in sommità della struttura con il taglio alla base, mentre il punto in cui avviene lo snervamento è individuato dall'intersezione della bilineare che schematizza la curva.



3.27 Analisi pushover dell'edificio a nove piani

Quindi d_y vale:

$$d_y = \frac{(\vartheta_{roof})_y}{\Gamma_1 \frac{\phi_{1,n}}{\sum_{i=1}^n h_i}}$$

dove Γ_1 rappresenta il fattore di partecipazione del primo modo e h_i è l'altezza di piano. Per gli edifici di tre e nove piani gli autori utilizzano una schematizzazione elastica perfettamente plastica per la curva pushover, mentre per quello di venti piani suggeriscono di utilizzare una bilineare con tratto di post snervamento caratterizzato da una pendenza negativa pari all'8%, in quanto si riesce in questo modo a valutare in maniera più accurata lo spostamento spettrale dell'edificio in esame. Come parametro *EDP*, il quale viene usato direttamente come misura di danno *DM*, viene utilizzata la rotazione massima θ_{max} . L'efficienza e la sufficienza vengono valutate tramite un'analisi di regressione, in particolare è usato un modello ad un solo parametro che è dato da:

$$\theta_{max} = a \cdot IM \cdot (\varepsilon|IM) \Leftrightarrow \ln \frac{\theta_{max}}{IM} = \ln a + \ln(\varepsilon|IM)$$

in cui a è il coefficiente da stimare e $(\varepsilon|IM)$ è l'errore random in θ_{max} dato IM . Questo modello viene utilizzato al posto del più comune modello a due parametri, in quanto per valori di θ_{max} compresi tra 0% e il 10% risulta adeguato per effettuare la regressione e quindi non è necessario impiegare un esponente su IM , eccezione fatta per la misura d'intensità IM_{IE} , in cui si usa la seguente:

$$\theta_{max} = a \cdot IM^b \cdot \varepsilon \Leftrightarrow \ln \theta_{max} = \ln a + b \ln IM + \ln \varepsilon$$

L'efficienza è valutata attraverso la dispersione di *DM* dato un valore di IM . Per il modello ad un solo parametro, un IM è sufficiente se i coefficienti c su M e R , stimati da una regressione di θ_{max} su IM , M e R non sono sistematicamente significativi. I coefficienti c si possono stimare separatamente da:

$$\ln \left(\frac{\theta_{max}}{IM} \right) = \ln a' + c \cdot M + \ln(\varepsilon|IM, M)$$

$$\ln \left(\frac{\theta_{max}}{IM} \right) = \ln a' + c \cdot \ln R + \ln(\varepsilon|IM, R)$$

<i>Autore</i>	<i>Modello strutturale</i>	<i>Modello non lineare</i>	<i>Tipo di analisi</i>
<i>Cordova (2001)</i>	<i>MDOF</i>	<i>Plasticità diffusa</i>	<i>Statiche non lineare</i> <i>Dinamiche non lineari</i>
<i>Kurama e Farrow (2003)</i>	<i>SDOF</i> <i>MDOF</i>	<i>Plasticità concentrata:</i> <i>Elastico lineare</i> <i>Elasto plastico con degradazione in rigidezza</i> <i>Elasto plastico con incrudimento</i> <i>Elastico bilineare combinato con elasto plastico</i> <i>Combinato plasticità diffusa e concentrata</i>	<i>Dinamiche non lineari</i> <i>Statiche non lineare</i> <i>Dinamiche non lineari</i>
<i>Bianchini e Cornell (2008)</i>	<i>SDOF</i> <i>MDOF</i>	<i>Plasticità concentrata:</i> <i>Elasto plastico con incrudimento</i> <i>Elasto plastico con incrudimento e degrado in forza e rigidezza</i> <i>Modello peak oriented con degrado in forza e rigidezza</i>	<i>Dinamiche non lineari</i> <i>Dinamiche non lineari</i>
<i>Mehanny(2009)</i>	<i>SDOF</i>	<i>Plasticità concentrata:</i> <i>Elasto plastico con incrudimento</i> <i>Elasto plastico con incrudimento e degrado in forza e rigidezza</i> <i>Modello modificato di</i>	<i>Dinamiche non lineari</i>

		<i>Clough</i> <i>Modello modificato di Clough con degrado in forza e rigidezza</i>	
<i>Bojorquez e Iervolino (2010)</i>	<i>SDOF</i>	<i>Plasticità concentrata:</i> <i>Elasto plastico con incrudimento</i>	<i>Dinamiche non lineari</i>
	<i>MDOF</i>	<i>Elasto plastico con incrudimento</i>	<i>Dinamiche non lineari</i>
<i>Luco e Cornell (2007)</i>	<i>MDOF</i>	<i>Plasticità concentrata:</i> <i>Elasto plastico con incrudimento</i>	<i>Statiche non lineare</i> <i>Dinamiche non lineari</i>

4. Calcolo delle misure d'intensità dello scuotimento e loro correlazione

La definizione delle misure d'intensità risulta essere un aspetto di notevole importanza nell'ambito della disciplina dell'Ingegneria Sismica, in quanto esse descrivono l'input necessario per la valutazione della risposta strutturale, inoltre, come già affermato nel corso del secondo capitolo, la valutazione prestazionale tramite la procedura probabilistica definita dal PEER richiede, per avere un risultato più attendibile possibile, l'utilizzo di misure che presentino proprietà come l'efficienza, la sufficienza, la robustezza nei confronti della scalatura e la fattibilità del calcolo della pericolosità. Nel presente capitolo verranno descritte le metodologie impiegate per calcolare un certo numero di misure d'intensità, prese tra quelle precedentemente narrate. In primo luogo si procede alla descrizione del database accelerometrico utilizzato, descrivendo alcuni parametri fondamentali richiesti per la scelta delle registrazioni che compongono il set, oltre alla motivazione della scelta dei parametri strutturali che caratterizzano gli oscillatori semplici studiati. Per finire si mostra come le diverse misure calcolate si relazionano tra loro attraverso la valutazione dell'indice di correlazione e i relativi grafici di dispersione.

4.1. Data set accelerometrico

Il calcolo delle misure d'intensità dello scuotimento sismico è stato condotto utilizzando 1705 registrazioni accelerometriche, scelte tra quelle presenti nel Next Generation of Attenuation (NGA) database (PEER 2005) definito dal centro di ricerca statunitense PEER, nel quale è racchiuso un vasto numero di registrazioni di eventi sismici mondiali. In particolare sono stati selezionati gli accelerogrammi per cui fossero disponibili le seguenti informazioni:

- Magnitudo momento M_w ;
- distanza dal campo di rottura R_{jb} ;
- velocità delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità V_{S30} ;
- frequenze minime per cui fosse possibile utilizzare periodi fino a tre secondi;

Una ulteriore restrizione è stata quella di non tenere conto delle registrazioni effettuate per il terremoto di Chi Chi in Taiwan, in quanto esse rappresentano da

sole una quantità pari a tutte le altre registrazione e quindi le misure sarebbero state influenzate in modo determinate da questo terremoto.

4.1.1. *Magnitudo momento*

La magnitudo di un terremoto misura l'intensità dell'evento basandosi su opportune elaborazioni del segnale sismico. Le definizioni di magnitudo maggiormente utilizzate sono la magnitudo locale M_L , o di Richter e la magnitudo momento M_w . La prima di queste fu introdotta per avere una stima della grandezza dei terremoti, che fino a quel momento si basava esclusivamente sulla determinazione dei loro effetti, ovvero ci si riferiva a scale di intensità tipo la scala Mercalli. Il semplice concetto introdotto da Richter (Richter 1935) era che si poteva stimare la grandezza di un terremoto direttamente dall'ampiezza di un sismogramma registrato da un sismografo standard chiamato Wood-Anderson. Richter calibrò quindi la seguente relazione:

$$M_L = \log A - \log A_0$$

dove A indica l'ampiezza di picco in mm, mentre A_0 quella corrispondente al terremoto di riferimento alla stessa distanza. Questo implica che per ogni aumento di ampiezza di dieci volte delle onde sismiche di frequenza pari a circa 1Hz , equivale un aumento di un grado di magnitudo, inoltre tale misura si riferisce alla grandezza relativa tra terremoti e non è quindi una stima della reale grandezza di essi. Successivamente, Hanks e Kanamori (Hanks and Kanamori 1979), introdussero la magnitudo momento M_w , derivata dal parametro sismologico momento sismico, che viene definito come:

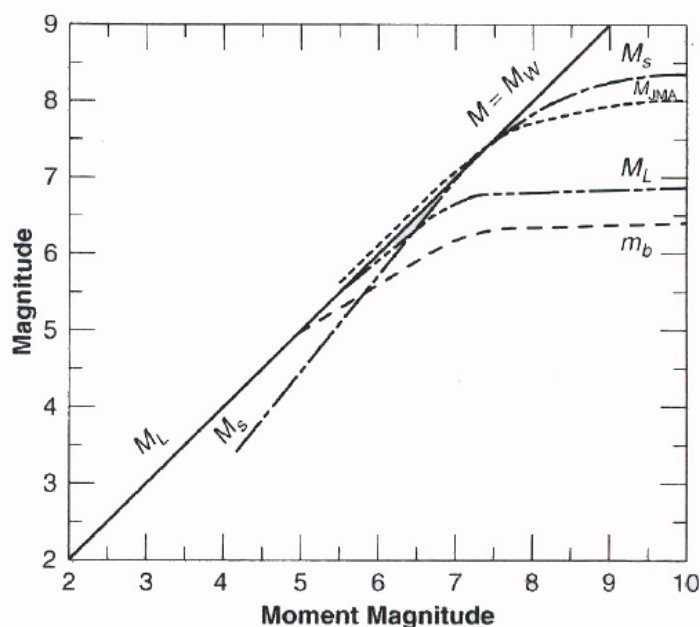
$$M_0 = G \overline{\Delta u} A$$

dove G è il modulo di taglio del materiale in cui avviene la rottura sismica, A l'area della superficie di rottura nella faglia sismogenetica, e Δu il valor medio dello scorrimento cosismico sulla superficie di rottura. Il momento sismico contiene i parametri fisici più significativi associati al rilascio energetico durante un terremoto. La magnitudo momento viene calcolata a partire dal momento sismico, attraverso la relazione:

$$M_w = \frac{2}{3} \log M_0 - 6.0$$

dove M_0 è espresso in $N \cdot m$. L'ampiezza delle onde sismiche a bassa frequenza, dove viene calcolata la magnitudo momento, ovvero al di sotto di 1Hz , per forti

terremoti è maggiore dell'ampiezza delle onde sismiche a 1Hz, dove viene calcolata la magnitudo Richter, e questo è dovuto alle caratteristiche della sorgente sismica. Questa particolarità delle onde sismiche dei forti terremoti è alla base della differenza che si osserva tra magnitudo Richter e magnitudo momento, infatti si parla di saturazione della magnitudo Richter per forti eventi sismici, in quanto l'ampiezza delle onde sismiche a 1Hz non aumenta linearmente all'aumentare della magnitudo.



4.1 Relazione tra la magnitudo momento M_w e altre scale di magnitudo, in particolare quella locale M_L

La magnitudo Richter è ancora in uso grazie alla rapidità con la quale viene calcolata, ma la magnitudo momento è sicuramente la migliore stima della reale grandezza di un terremoto, essendo direttamente legata alle dimensioni e alla dislocazione della sorgente sismica. Nel database NGA è possibile trovare registrazioni la cui magnitudo è espressa in tre diverse scale, ovvero magnitudo locale M_L , magnitudo momento M_w e magnitudo delle onde superficiali M_s , mentre in alcuni casi, dove non è disponibile l'informazione della scala con la quale è stato registrato l'evento sismico, viene indicata come scala sconosciuta. Per il problema della saturazione delle altre scale di grandezza in confronto alla magnitudo momento si è scelto quindi di selezionare registrazioni di eventi per cui fosse disponibile la M_w .

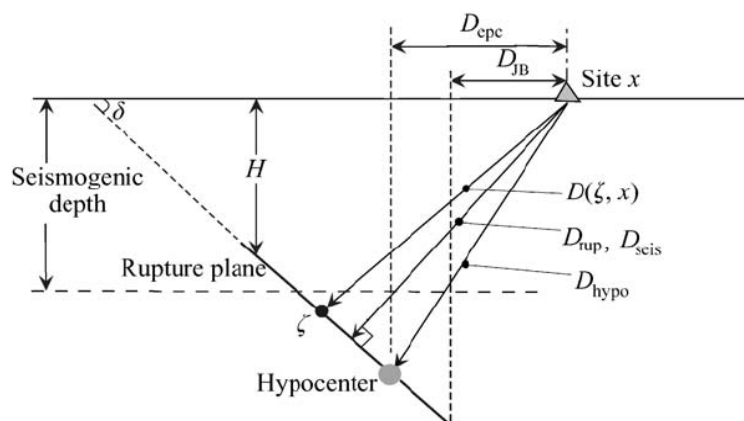
4.1.2. Distanza dal campo di rottura

La distanza dal campo di rottura è la misura della distanza tra il sito in cui avviene la registrazione del terremoto e la zona sorgente di quest'ultimo. In particolare la sorgente può essere identificata in vari modi, ovvero si può fare una distinzione tra sorgenti puntiformi e di superficie, inoltre può variare il metodo con cui la distanza viene misurata. Il database *NGA* comprende le seguenti misure:

- distanza ipocentrale D_{hypo} , che corrisponde alla distanza dall'ipocentro di un terremoto;
- distanza epicentrale D_{epc} , corrispondente alla distanza dall'epicentro di un terremoto;
- minima distanza o distanza da rottura D_{rup} , ovvero la minima distanza dalla stazione di registrazione alla superficie di rottura;
- distanza di Campbell o distanza sismogenetica D_{seis} , ovvero la distanza più breve dal sito di registrazione alla porzione sismogenetica dell'area di rottura (Campbell 1997);
- distanza dalla proiezione della faglia in superficie o distanza di Joyner-Boore D_{jb} (Joyner and Boore 1981), corrispondente alla minima distanza fra il sito e la proiezione della faglia in superficie.
- Root mean square distance D_{rms} , definita come:

$$D_{rms} = \left(\frac{1}{A} \int D^{-2}(\xi, x) d\Sigma \right)^{-\frac{1}{2}}$$

dove $D(\xi, x)$ è la distanza dal sito di registrazione x al punto ξ del piano di faglia Σ e A l'area totale della faglia.



4.2 Misure di distanza dal campo di rottura

Le misure menzionate sopra, ad esclusione dell'ultima, approssimano il campo di rottura attraverso una sorgente puntiforme. Tale semplificazione tuttavia non può essere adottata per quei terremoti che presentano un campo di rottura molto esteso e dove si rende necessario riferirsi al piano di rottura invece che al singolo punto, ovvero utilizzando la D_{rms} . Le registrazioni utilizzate nel presente lavoro sono state selezionate in modo che fosse disponibile la misura di distanza di Joyner-Boore D_{jb} .

4.1.3. Velocità onde di taglio

Il parametro $V_{s,30}$ è una misura media della velocità di propagazione delle onde di taglio nel suolo entro i primi trenta metri di profondità dal piano campagna e definita come:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i è lo spessore dell' i -esimo strato e V_i la velocità di propagazione delle onde di taglio nel medesimo e calcolata per tutti gli strati entro i trenta metri dal piano campagna.

4.1.4. Frequenza più bassa utilizzabile

Per poter calcolare le misure d'intensità è necessario disporre di un accelerogramma che rappresenti il più fedelmente possibile il moto sismico del terreno, soprattutto se dall'accelerogramma devono essere desunti per integrazione altri parametri del moto. La registrazione proveniente dallo strumento di misura dell'accelerazione è il segnale grezzo che contiene tipicamente errori strumentali in alta e bassa frequenza (rumore o derive strumentali), che vengono successivamente eliminati attraverso le procedure di correzione e processamento. Nello specifico i dati sono processati principalmente per le seguenti finalità:

- correzione rispetto alla curva caratteristica dello strumento;
- correzione degli errori in alta e bassa frequenza;
- filtraggio, al fine di mettere in evidenza o sopprimere una particolare banda di frequenza.

Tali operazioni vengono spesso compiute nel dominio della frequenza, avvalendosi di algoritmi di filtraggio basati sulla trasformata rapida di Fourier

(Fast Fourier Transform), ovvero si passa attraverso quest'ultima nel dominio delle frequenze:

$$a(t) \leftrightarrow A(\omega)$$

Dopodiché si rimuove la curva caratteristica $H(\omega)$ dello strumento e si ottiene il segnale non alterato mediante la relazione:

$$U(\omega) = \frac{A(\omega)}{H(\omega)}$$

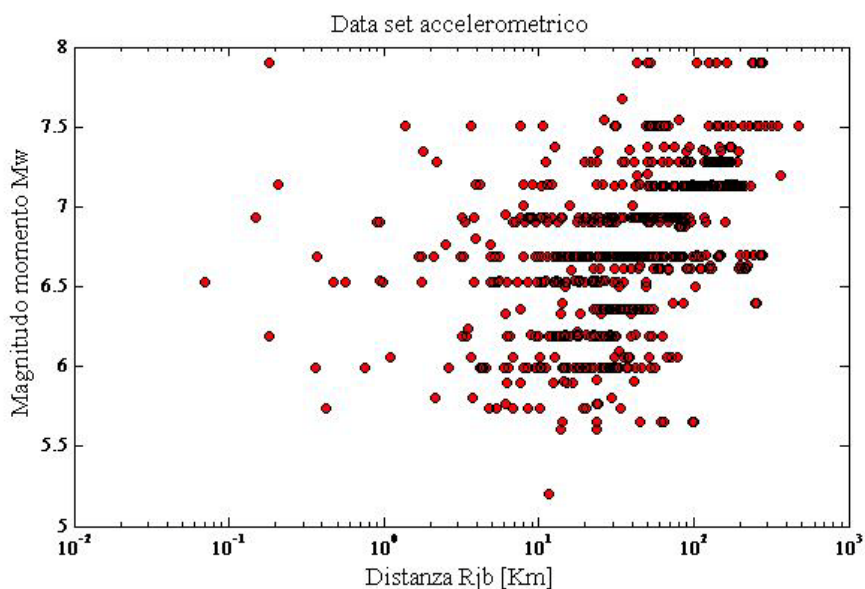
Il passo successivo è l'applicazione del filtro, da scegliersi in base al tipo di disturbo che si vuole eliminare, il quale ci consente di ottenere il segnale:

$$U_c(\omega) = U(\omega)B(\omega)$$

L'ultimo passaggio consiste nell'antitrasformare il segnale per ricondurci nel dominio del tempo,

$$a_c(t) \leftrightarrow U_c(\omega)$$

Nel database NGA le registrazioni accelerometriche vengono filtrate, a seconda del caso, attraverso un filtro passa basso digitale di Ormsby oppure un filtro passa banda acausale o causale di Butterworth, inoltre vengono indicati gli angoli di frequenza passa alto e passa basso con cui sono stati trattati i segnali. Una conseguenza del filtraggio degli accelerogrammi è quella di restringere l'intervallo di frequenze con cui possono essere usati e per questo motivo si sono selezionate le registrazioni che permettessero l'utilizzo di periodi fino a tre secondi, che corrispondono ad una frequenza minima utilizzabile di circa 0.33 Hz.



4.3 Coppie magnitudo distanza delle registrazione accelerometriche utilizzate

4.2. Scelta periodo e smorzamento strutturale

4.2.1. Periodo fondamentale

Il periodo fondamentale di vibrazione è un parametro essenziale nella valutazione della richiesta sismica di un edificio. Questa grandezza è funzione delle proprietà geometriche della costruzione e dei materiali che la compongono, ovvero delle masse, delle rigidità strutturali e della loro distribuzione. La determinazione di tale parametro può essere effettuata sulla base di formulazioni fornite dalle normative tecniche, di natura essenzialmente empirica o per via numerica attraverso l'analisi modale del modello strutturale. L'importanza del periodo fondamentale si può facilmente comprendere se si fa riferimento ad esempio allo spettro delle accelerazioni, dove al variare del periodo variano l'entità delle accelerazioni e di conseguenza le forze sismiche che investono la costruzione. Se si fa riferimento ad oscillatori semplici, il loro periodo può essere valutato in maniera esatta, infatti se si pensa ad una struttura a mensola con massa concentrata all'estremità libera e nulla lungo lo sbalzo, il periodo è dato da:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{mH^3}{3EI}}$$

Per strutture complesse invece si utilizzano di solito formule empiriche o semiempiriche dettate dalle normative, come quella presente nell'Eurocodice 8 (CEN 2004) ed apparsa per la prima volta nell'ATC3-06 (ATC 1978), avente espressione:

$$T = C_t H^{\frac{3}{4}}$$

dove:

- $C_t=0.085$ per telai spaziali momento-resistenti in acciaio;
- $C_t=0.075$ per telai spaziali momento-resistenti in calcestruzzo e per telai in acciaio con controventi eccentrici;
- $C_t=0.050$ per tutte le altre strutture;

essa è stata formulata a partire dalle seguenti assunzioni: distribuzione delle forze statiche equivalenti lineare lungo l'altezza dell'edificio, taglio alla base proporzionale a $1/T^{(2/3)}$ e distribuzione uniforme degli spostamenti di interpiano lungo l'altezza dell'edificio. In alternativa l'Eurocodice propone di utilizzare:

$$T = 2\sqrt{d}$$

dove d è lo spostamento orizzontale elastico della sommità dell'edificio, espresso in metri e valutato sotto l'azione di carichi gravitazionali applicati orizzontalmente. I valori del periodo delle strutture civili variano in genere tra qualche decimo di secondo e qualche secondo. Vengono in genere dette "rigide" le strutture con periodo inferiore a 0.2-0.3 secondi, "medie" tra 0.3 e 0.7 secondi e flessibile quando hanno un periodo superiore a 0.8-1 secondi. Da quanto affermato da Chopra (Chopra and Naeim 2007) le strutture che presentano bassi periodi, ovvero riferendosi a quanto appena detto, strutture "rigide", si dicono sensibili alle accelerazioni, in quanto la risposta strutturale è direttamente relazionata all'accelerazione del terreno e tale ragionamento può essere esteso alle strutture flessibili e "medie", in cui la risposta è relazionata rispettivamente agli spostamenti e alle velocità. Per calcolare le misure di intensità che necessitano la definizione dello spettro di risposta e quindi dipendenti dai periodi strutturali si è scelto di utilizzare valori pari a:

Periodi fondamentali T [s]						
Sensibili alle accelerazioni		Sensibili alle velocità		Sensibili agli spostamenti		
0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2

4.2.2. Smorzamento

Lo smorzamento è una grandezza meccanica associata alla capacità di dissipazione l'energia cinetica trasmessa dal sisma alla struttura. Esso è pertanto legato allo stato di fessurazione, rottura e/o scorrimento di barre nelle membrature in cemento armato e attrito nei collegamenti degli elementi strutturali. Questi fenomeni essendo difficili da modellare e da inserire nell'equazione della dinamica strutturale vengono generalmente descritti con lo smorzamento viscoso, ovvero si lega la velocità relativa del sistema con un coefficiente di smorzamento c in modo lineare, ottenendo una forza dissipativa:

$$F_c = -c\dot{x}(t)$$

Che la forza F_c sia dissipativa si può verificare calcolando il lavoro fatto da questa in un ciclo:

$$W_c = \oint -c \frac{dx}{dt} dx = -c \int_0^T \left(\frac{dx}{dt}\right)^2 dt < 0$$

quindi essendo la funzione integranda sempre maggiore di zero e preso un valore positivo del coefficiente di smorzamento il lavoro è sempre negativo. Di solito si fa riferimento al fattore di smorzamento ξ , il quale è legato al coefficiente c tramite la seguente relazione:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

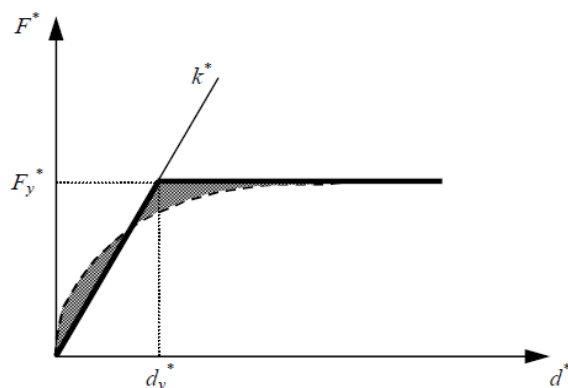
I valori di ξ variano con il materiale e il livello tensionale. La maggior parte delle normative sulle costruzioni non tengono conto della variazione dello smorzamento strutturale in funzione dei materiali e tipicamente il valore pari al 5% è implicito nella valutazione delle forze sismiche e nella definizione degli spettri di progetto. Nel presente lavoro viene utilizzato uno smorzamento pari al 5%, il quale descrive in modo adeguato lo smorzamento per strutture in cemento armato e che viene raccomandato nelle varie normative.

Come esempio si riportano alcuni valori proposti da Newmark (Newmark and Hall 1982):

Stress Level	Type and Condition of Structure	Damping Ratio (%)
Working stress, no more than about $\frac{1}{2}$ yield point	Welded steel, prestressed concrete, well-reinforced concrete (only slight cracking)	2-3
	Reinforced concrete with considerable cracking	3-5
	Bolted and/or riveted steel, wood structures with nailed or bolted joints	5-7
At or just below yield point	Welded steel, prestressed concrete (without complete loss in prestress)	5-7
	Prestressed concrete with no prestress left	7-10
	Reinforced concrete	7-10
	Bolted and/or riveted steel, wood structures with bolted joints	10-15
	Wood structures with nailed joints	15-20

4.4 Valori di smorzamento raccomandati per analisi elastiche lineari

Oltre a questo valore viene preso in considerazione uno smorzamento strutturale del 15%, questo perché si vuole descrivere approssimativamente lo smorzamento equivalente a cui ci si riconduce quando vengono effettuate analisi statiche non lineari su sistemi strutturali a più gradi di libertà; quest'ultimi infatti vengono approssimati tramite un oscillatore semplice equivalente attraverso la linearizzazione bilineare della curva di capacità, solitamente espressa dalla variazione del taglio alla base con lo spostamento in sommità dell'edificio.



4.5 Diagramma bilineare equivalente

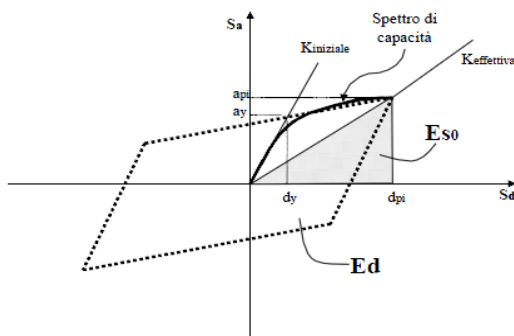
In alcuni metodi semplificati di analisi statiche non lineari come il metodo dello spettro di capacità (*CSM*) e quello proposto da ATC-40 (Comartin, Niewiarowski et al. 1996), la risposta inelastica richiesta è rappresentata dagli spettri di risposta del terremoto. In particolare, gli effetti della risposta isteretica non lineare non vengono considerati direttamente attraverso la costruzione degli spettri inelastici *IDRS* (Inelastic Demand Response Spectra), ma indirettamente attraverso la definizione degli spettri elastici lineari *EDRS* (Elastic Demand Response Spectra) relativi allo smorzamento viscoso ζ_{eq} dell'oscillatore equivalente, ovvero lo spettro elastico con smorzamento ζ_0 pari al 5% viene scalato di un fattore dipendente da ζ_{eq} . Secondo l'ATC-40 tale valore di smorzamento vale:

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + k\xi_1$$

in cui ξ_1 è il rapporto di smorzamento viscoso equivalente allo smorzamento isteretico e dato da:

$$\xi_1 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{s0}}$$

essendo E_{s0} la massima energia elastica immagazzinabile e E_D l'energia dissipata in un ciclo d'isteresi.



4.6 Energia elastica immagazzinabile ed energia dissipata in un ciclo d'isteresi

4.3. Misure d'intensità calcolate

Con riferimento alle misure d'intensità dello scuotimento sismico descritte nel secondo capitolo, si è scelto di calcolarne un numero sufficiente per poter evidenziare il loro legame attraverso la valutazione della correlazione. In particolare si sono scelte misure che rappresentassero il moto del terreno a partire dalle accelerazioni, dalle velocità e dagli spostamenti, sia con riferimento diretto a tali grandezze sia attraverso la definizione degli spettri di risposta elastici. Non sono state prese in considerazione le misure di tipo avanzato e vettoriali, in quanto per la difficoltà che si riscontra nel valutare la pericolosità per tali misure, non trovano molta applicazione nella pratica. Si riportano nella tabella seguente le misure d'intensità calcolate in questo lavoro.

Misura d'intensità	Nome	Autore
pga	Peak Ground Acceleration	
pgv	Peak Ground Velocity	
pgd	Peak Ground displacement	
dTrif	Significative duration	
aSq	Squared Acceleration	
vsq	Squared Velocity	
dsq	Squared Displacement	
aRms	Root Mean Square Acceleration	Housner e Jennings (1964)
vRms	Root Mean Square Velocity	
dRms	Root Mean Square Displacement	
aRs	Root Square Acceleration	Housner (1970)
vRs	Root Square Velocity	
dRs	Root Square Displacement	
IAr	Arias Intensity	Arias (1970)

Pa	Earthquake Power Index	Housner (1975)
Pv		
Ic	Characteristic Intensity	Park et al. (1984)
Ia		Riddell e Garcia (2001)
Iv		Riddell e Garcia (2001)
Id		Riddell e Garcia (2001)
If		Fajfir et al. (1990)
EPA	Effective Peak Acceleration	FEMA(1994)
EPV	Effective Peak Velocity	FEMA(1994)
MIV	Maximum Incremental Velocity	Bertero et al.(1976)
A95		Sarma e Yang (1987)
Iap		Aptikaev (1982)
PDe	Potential Destructiveness	Araya e Saragoni (1980)
Iz		Cosenza e Manfredi (1998)
Sa(T₁)	Spectral Acceleration	Shome (1998)
Sv(T₁)	Spectral Velocity	
Sd(T₁)	Spectral Displacement	
PSa(T₁)	Pseudo Acceleration	
PSv(T₁)	Pseudo Velocity	
SAavg_5		Backer e Cornell (2006)
INP04		Bojòrquez e Iervolino (2010)
IMc		Cordova et al.(2001)
IMSRr6		Mehanny (2009)
IMCRr4		Mehanny (2009)
SIH	Housner Spectral Intensity	Housner (1952)
SIHC		Hidalgo e Clough (1974)
SIm		Matsumara(1992)
SIhkk		Kappos e Kyriakakis (2000)
SIa		Nau e Hall (1984)
SIv		Nau e Hall (1984)

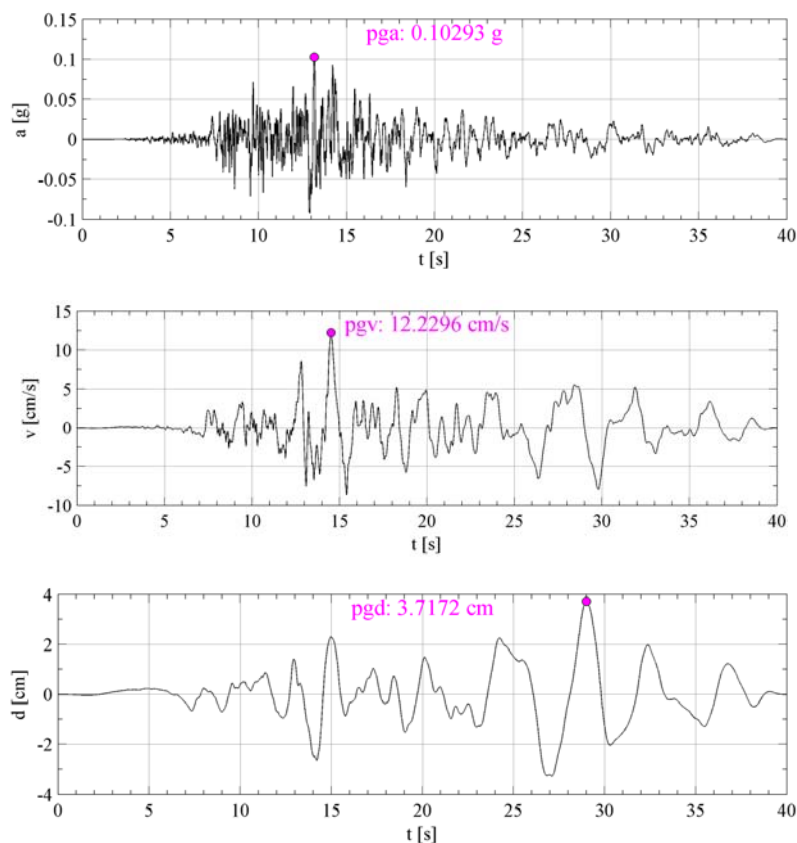
La misura d'intensità proposta da Backer e Cornell, *SAavg_5*, è stata calcolata come media delle accelerazioni spettrali in un intervallo di periodi che variano da T_l a $2T_l$. Per alcune misure, in cui si rende necessaria la calibrazione o l'assunzione di parametri che la caratterizzano, si sono usati valori suggeriti dagli stessi autori. La misura d'intensità proposta da Bojòrquez e Iervolino, denotata nella precedente tabella con *INP04*, varia secondo l'esponente α , la cui scelta gioca un ruolo importante nell'efficienza della misura. Questa misura è stata calcolata

per un intervallo di valori di tale esponente che varia da zero a uno, come suggerito dagli autori, e da scegliere a seconda del singolo caso di studio; tuttavia per rimanere in un contesto generale si è scelto di utilizzare nel seguito il solo valore di α pari a 0.4, in quanto gli autori mostrano che con questo esponente si ottiene una buona accuratezza e efficienza della misura. Per gli stessi motivi la misura d'intensità proposta da Cordova è stata calcolata con un coefficiente di moltiplicazione del periodo strutturale, che definisce il periodo di elongazione massimo della struttura, pari a 2, come appunto suggerito dall'autore al momento in cui non sia possibile fare una calibrazione di tale valore. Per le misure proposte da Mehanny, ovvero *IMSR* e *IMCR*, si sono utilizzati rispettivamente valori pari a sei e quattro per il coefficiente moltiplicativo R .

4.3.1. Calcolo delle misure d'intensità considerate

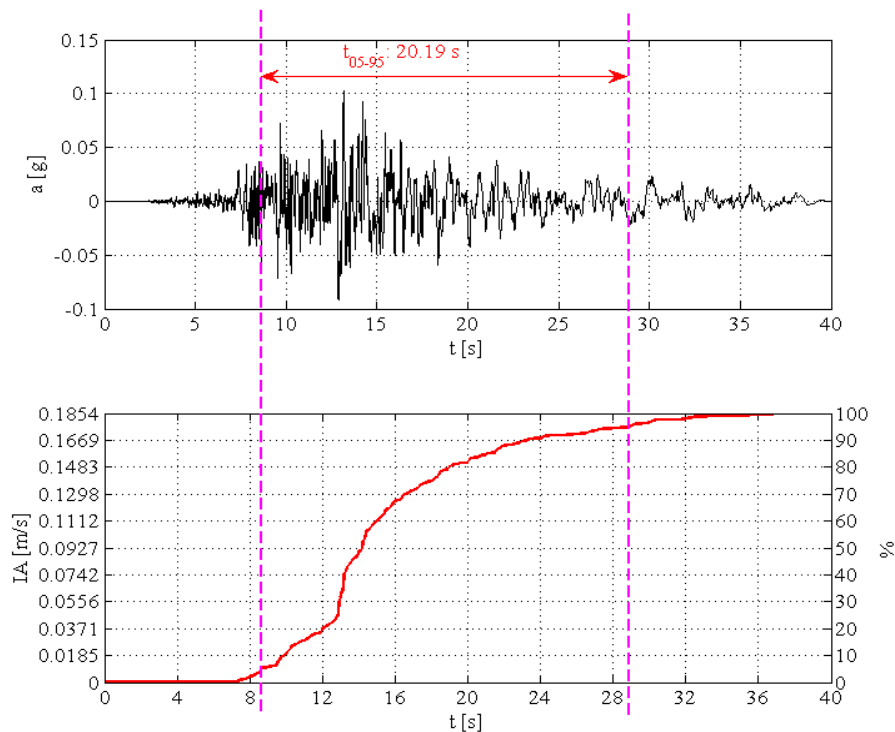
4.3.1.1. Misure non spettrali

Tra le misure che possono essere desunte dalla sola storia accelerometrica e il conseguente andamento delle velocità e spostamenti, si riportano in seguito quelle di maggior impiego. Tra queste si trovano sicuramente la *pga*, la *pgv* e la *pgd*:



4.7 Accelerazione, velocità e spostamento di picco del terreno

Oltre ai parametri di picco si riporta la misura d'intensità di Arias, la quale risulta essere importante, oltre alla definizione di misura d'intensità in se stessa, per il calcolo della durata significativa. Questa durata può essere utilizzata anch'essa come un parametro caratterizzante il moto del terreno e inoltre è molto utilizzata per la definizione di altre misure d'intensità. Nella figura seguente si riportano entrambe e si mette in evidenza la relazione tra esse.



4.8 Intensità di Arias e significative duration

4.3.1.2. Spettri di risposta

Lo studio dell'oscillatore semplice sottoposto alle accelerazioni impresse dal sisma, costituisce, nel campo dell'ingegneria sismica, un argomento di notevole importanza sostanzialmente per due motivi: da un lato infatti si mettono in luce informazioni sulla natura del terremoto di non immediata estrapolazione sulla base del solo accelerogramma, dall'altro si ottengono risultati nella maggioranza dei casi applicabili, con accettabile approssimazione, anche ai sistemi dotati di più gradi di libertà. Lo studio della risposta dinamica di sistemi ad un grado di libertà richiede la soluzione dell'equazione differenziale che ne governa il moto e che può essere espressa nel modo seguente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

in cui la costante k è la rigidità del sistema, c è la costante associata allo smorzamento di tipo viscoso. Si possono definire grandezze come la pulsazione naturale del sistema, data da:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

la quale è legata alla frequenza f e al periodo del sistema T dalle relazioni:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad e \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

inoltre si può definire lo smorzamento relativo come:

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$$

La pulsazione del sistema smorzato vale:

$$\Omega = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$$

ma nel campo degli smorzamenti strutturali, valutabili con poche unità percentuali, può ritenersi con sufficiente approssimazione:

$$\Omega \cong \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

La soluzione dell'equazione del moto può perseguirsi attraverso diversi procedimenti, che in genere sono di quattro tipi, ovvero:

- *soluzione in forma chiusa*. La soluzione è ottenuta attraverso l'integrazione diretta dell'equazione differenziale del moto, come somma di un integrale generale e di un integrale particolare. Tale tecnica di soluzione è in genere utilizzata per lo studio delle oscillazioni libere e di quelle prodotte da azioni pulsanti in sistemi a comportamento lineare, risultando impossibile da applicabile nel caso di forzante di tipo sismica.
- *integrale di Duhamel*. In presenza di azioni esterne che variano arbitrariamente nel tempo, la soluzione in forma chiusa dell'equazione del moto non si presenta particolarmente agevole. In tal caso, rappresentando la forzante esterna come una sequenza di impulsi di durata infinitesima si perviene ad una soluzione di validità generale (integrale di Duhamel) che tuttavia richiede, nella maggior parte dei casi l'impiego di metodi di tipo numerico. Il procedimento è applicabile solo a sistemi a comportamento lineare in quanto utilizza il principio di sovrapposizione degli effetti.

- *trasformazione delle equazioni del moto.* Un metodo alternativo di soluzione delle equazioni differenziali del moto è basato sulla trasformazione delle equazioni differenziali del moto in equazioni di tipo algebrico. Generalmente tale trasformazione, che ovviamente richiede un cambio della variabile principale t in un'altra variabile, è basata su metodi classici di trasformazione quali quello di Fourier o quello di Laplace. La trasformazione delle equazioni del moto conduce quindi ad equazioni di più semplice soluzione, dalla cui conoscenza, attraverso una trasformata inversa, si ottiene la soluzione dell'equazione differenziale nella sua variabile originaria. Il metodo è applicabile a sistemi a comportamento lineare e ad oggi ci si può avvalere dei numerosi ed efficaci algoritmi sviluppati per la valutazione numerica delle trasformate;
- *metodi numerici di integrazione.* Le equazioni che descrivono il moto possono essere infine risolte utilizzando uno dei numerosissimi metodi disponibili per l'integrazione numerica di equazioni differenziali; attualmente sono peraltro disponibili numerose procedure che consentono una integrazione particolarmente efficiente, sia in termini di celerità che di precisione. L'integrazione numerica delle equazioni del moto consente lo studio del comportamento dinamico di sistemi, sia a comportamento lineare che a comportamento non lineare, soggetti a qualsiasi tipo di forzante esterna.

In questo lavoro si è utilizzato per calcolare gli spettri di risposta in accelerazione, velocità e spostamento, un metodo di integrazione numerica, in particolare il metodo di Newmark (Newmark 1959), il quale definisce lo spostamento e la velocità iniziale all'istante temporale $i+1$ in funzione delle stesse grandezze individuate all'istante precedente, attraverso le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}\dot{u}_{i+1} &= \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \\ u_{i+1} &= u_i + \Delta t\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)\Delta t^2]\ddot{u}_i + (\beta\Delta t^2)\ddot{u}_{i+1}\end{aligned}$$

Dalla seconda equazione si deduce che la variazione di spostamento da un passo al successivo è funzione della variazione di accelerazione nello stesso intervallo temporale; tale variazione può essere considerata lineare oppure può essere preso un valore medio. Nel caso venga considerato il valore medio, all'istante temporale τ , compreso fra t_i e t_{i+1} , corrisponde un'accelerazione:

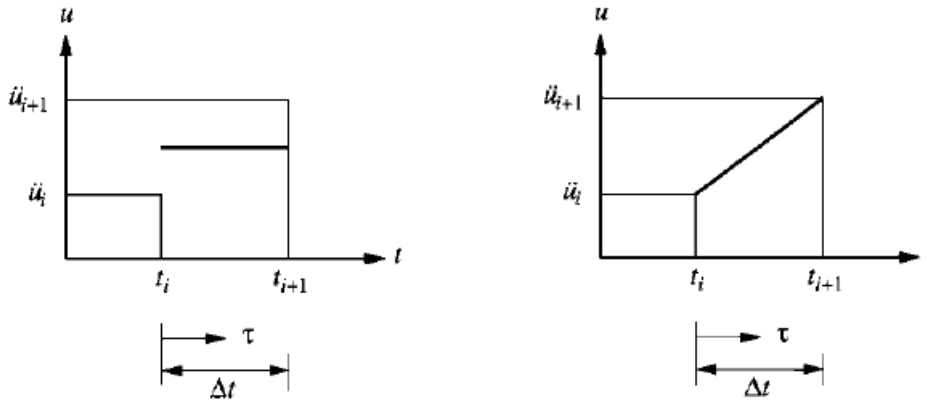
$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

da cui risulta:

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \frac{\Delta t^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$$



4.9 Accelerazione media e con variazione lineare

Dall'ultima di esse si ricava il valore di $\beta=1/4$, invece nel caso in cui si consideri una variazione lineare dell'accelerazione si ottiene $\beta=1/6$. Analogamente il parametro γ è responsabile della variazione dell'influenza dell'accelerazione all'istante i e quella all'istante $i+1$ sul cambio di velocità ed è assunto in genere pari ad $1/2$. Dalla scelta di questi coefficienti dipende la stabilità dell'algoritmo, come verrà mostrato successivamente. Assunto un valore di $\beta=1/4$ e $\gamma=1/2$, si ricavano dai valori di spostamento e velocità al passo $i+1$ le seguenti relazioni:

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{4}{\Delta t^2}(u_{i+1} - u_i) - \frac{4}{\Delta t}\dot{u}_i - \ddot{u}_i$$

mentre la velocità all'istante $i+1$ vale:

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{2}{\Delta t}(u_{i+1} - u_i) - \dot{u}_i$$

Sostituendo queste due espressioni nell'equazione del moto all'istante $i+1$, ovvero in:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1}$$

si ottiene un'espressione in cui l'unica incognita è lo spostamento u_{i+1} alla fine dell'intervallo temporale, che può essere scritta nella forma:

$$\hat{k}u_{i+1} = \hat{p}_i$$

in cui:

$$\hat{k} = k + \frac{\gamma\beta}{\Delta t}c + \frac{1}{\beta\Delta t^2}m$$

$$\hat{p}_i = p_i + \left(\frac{\gamma}{\beta}c + \frac{1}{\beta\Delta t}m\right)\dot{u}_i + \left(\frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c\right)\ddot{u}_i$$

Calcolati questi valori si può valutare lo spostamento al tempo $i+1$ come:

$$u_{i+1} = \frac{\hat{p}_i}{\hat{k}}$$

successivamente la velocità e l'accelerazione attraverso le espressioni illustrate in precedenza. L'accelerazione è possibile valutarla tramite:

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{p_{i+1} - c\dot{u}_{i+1} - ku_{i+1}}{m}$$

Da tale espressione è possibile ricavare l'accelerazione \ddot{u}_0 per poter iniziare il processo di calcolo, in quanto l'algoritmo non è di tipo *self starting*. Sono state quindi definite tutte le grandezze necessarie all'inizio del processo iterativo, infatti, essendo nota la massa, la rigidità e lo smorzamento dell'oscillatore, noti i valori della forzante ad ogni intervallo temporale e l'accelerazione al tempo iniziale, definita inoltre la quantità \hat{k} e le quantità a e b , pari a:

$$a = \frac{\gamma}{\beta}c + \frac{1}{\beta\Delta t}m$$

$$b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c$$

è possibile iniziare il processo iterativo e calcolare per ogni passo temporale le grandezze:

$$\Delta\hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$$

$$\Delta u_i = \frac{\Delta\hat{p}_i}{\hat{k}}$$

$$\Delta\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i$$

$$\Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta\dot{u}_i$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta\ddot{u}_i$$

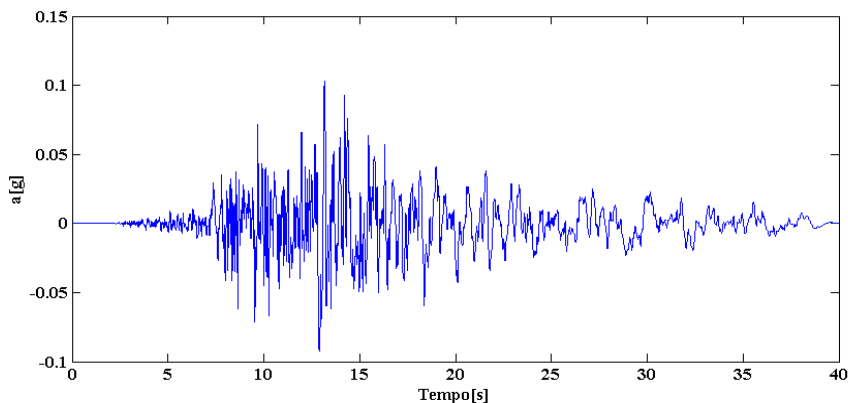
Il metodo di Newmark richiede la scelta opportuna del passo temporale per l'integrazione. Questa scelta è condizionata da considerazioni di due tipi: da un lato economiche, cioè di risparmio di tempo di elaborazione, dall'altro di stabilità e accuratezza. Scegliere un passo piccolo consente sicuramente di avere soluzioni più accurate, ma talvolta molto costose in termini di tempo, per cui si pone il problema di ottimizzarlo. Per *stabilità* si intende la condizione per cui piccoli errori ad un certo passo temporale non si *propagano* amplificandosi ai passi successivi, mentre per *accuratezza* si intende la convergenza alla soluzione corretta. La condizione di stabilità si ottiene quando:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$$

dove T_n rappresenta il periodo dell'*n-esimo* oscillatore semplice. Per non avere problemi di stabilità si è scelto di utilizzare valori di $\beta=1/4$ e $\gamma=1/2$, infatti in questo modo l'algoritmo risulta incondizionatamente stabile, ovvero risulta:

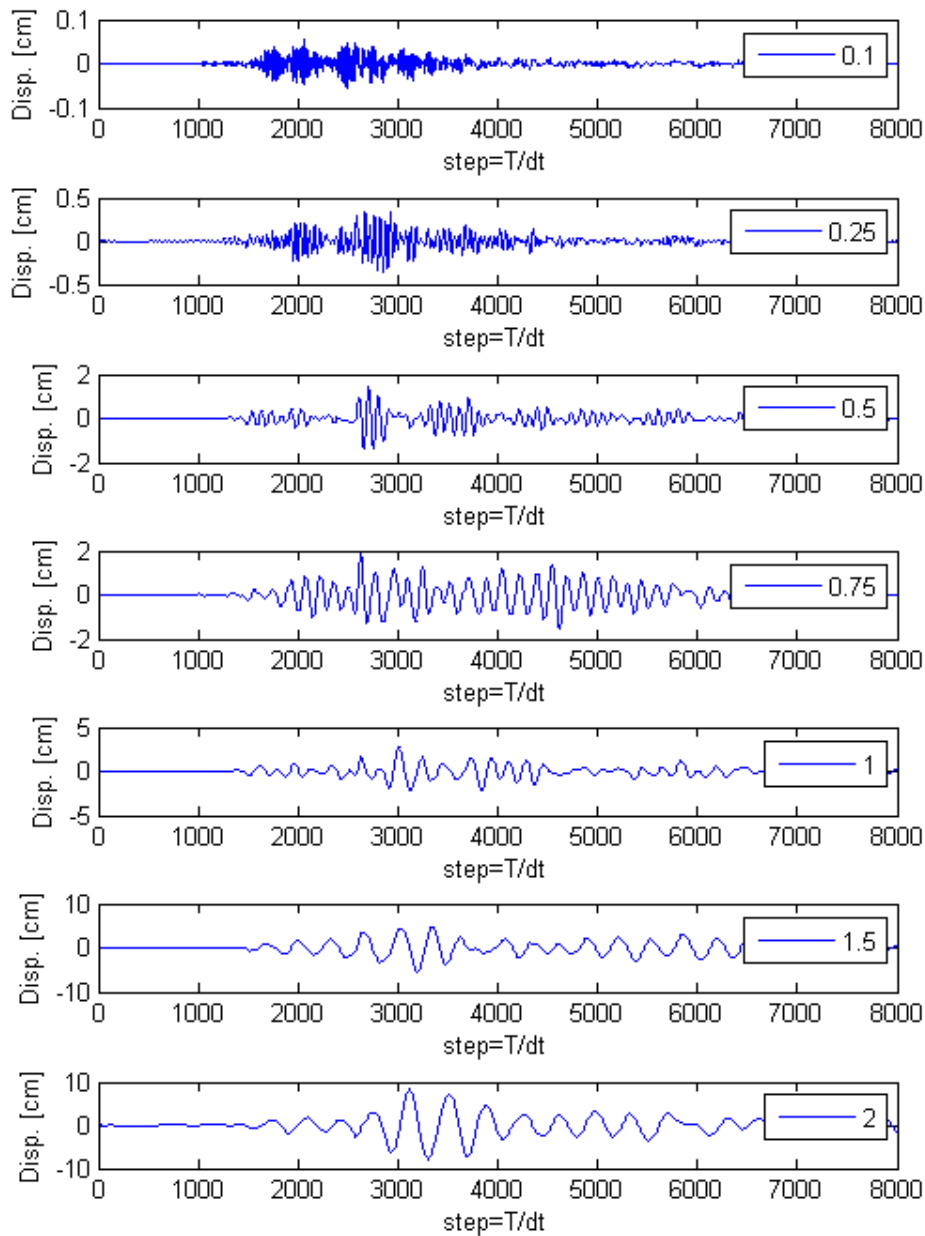
$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \infty$$

Per calcolare gli spettri quindi si procede risolvendo l'equazione del moto per oscillatori caratterizzati da diversi periodi di vibrazione e da un proprio fattore di smorzamento, ma soggetti allo stesso accelerogramma. Si prenda come esempio la seguente registrazione sismica.



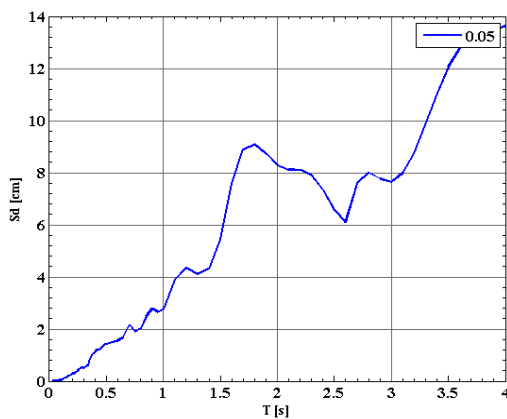
4.10 Accelerogramma dell'evento sismico di Northridge 1/17/94 12:31, La-Pico & Sentous

Una volta fissato lo smorzamento strutturale si procede alla risoluzione dell'equazione del moto utilizzando l'algoritmo di Newmark sopra descritto. Qui di seguito si illustrano a scopo di esempio gli spostamenti degli oscillatori semplici caratterizzati dai periodi strutturali scelti per condurre le analisi.

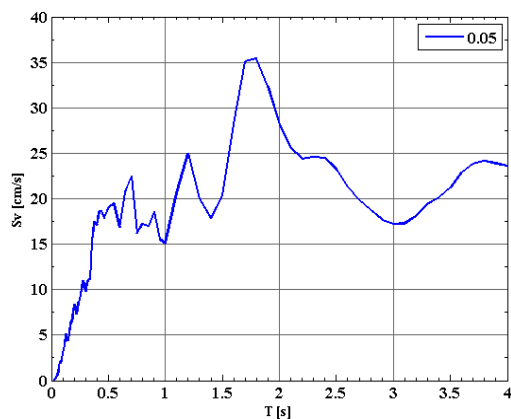


4.11 Spostamento degli oscillatori caratterizzati da sette periodi diversi e smorzamento viscoso del 5%

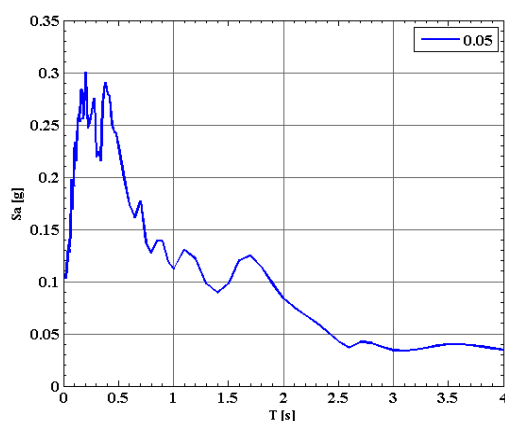
Estendendo il numero di oscillatori in modo da avere una rappresentazione il più continua possibile dei periodi strutturali e ottenuta la storia temporale di spostamento, velocità e accelerazione, per ognuno di essi, si valutano i valori massimi di tali grandezze in modo da descrivere i vari spettri di risposta elastici.



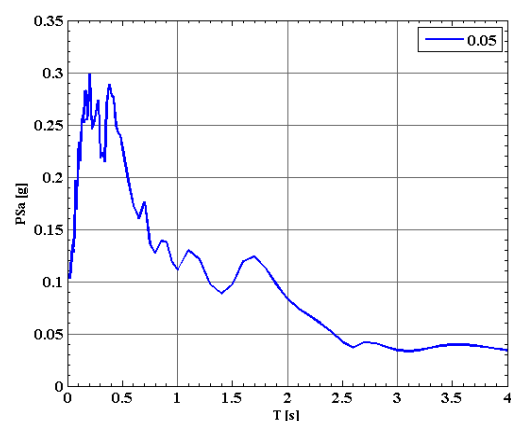
4.12 Spettro di risposta in termini di spostamento



4.13 Spettro di risposta in termini di velocità



4.14 Spettro in termini di accelerazione



4.15 Spettro in termini di pseudo accelerazione

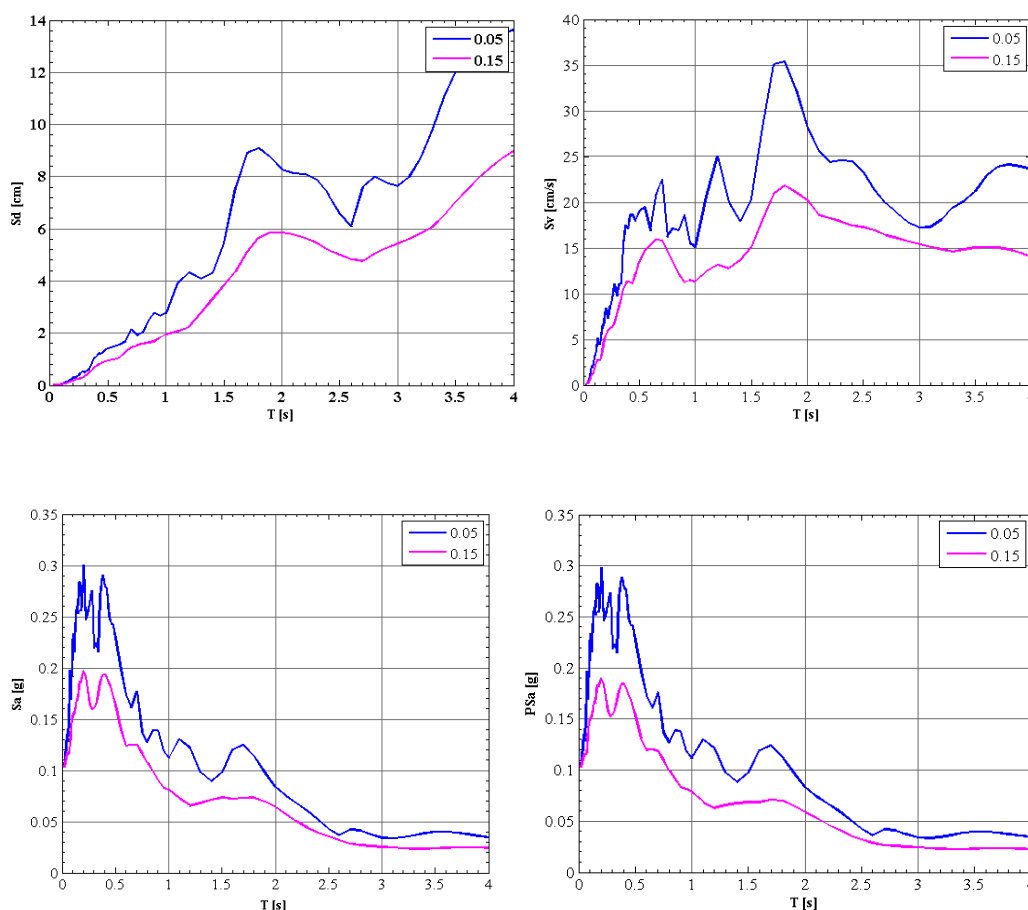
Nella pratica è spesso più semplice fare riferimento a spettri di risposta in pseudo accelerazione piuttosto che a spettri di risposta in accelerazione totale essendo direttamente collegati al valore dello spostamento massimo dell'oscillatore attraverso la relazione:

$$S_{pseudo\ acc} = \omega^2 S_d = \omega S_v$$

Gli spettri di risposta costituiscono uno strumento indispensabile per un'immediata interpretazione dell'evento sismico, in particolar modo quello della pseudo accelerazione, che ci consente, conoscendo le masse di un sistema, di valutare la forza sismica a cui esso è soggetto quando viene sottoposto alla storia accelerometrica con il quale è stato valutato lo spettro. Le strutture reali non possono essere descritte in generale con oscillatori semplici, ma come sistemi complessi a molti gradi di libertà. L'impiego dello spettro di risposta nell'analisi dinamica riveste tuttavia notevole importanza nell'Ingegneria Sismica, perché tramite lo strumento dell'analisi modale, la risoluzione di strutture più complesse a

n gradi di libertà, può essere ricondotta alla risoluzione di n sistemi, ciascuno a un grado di libertà.

Per quanto riguarda l'influenza dello smorzamento, esso determina una riduzione delle ordinate spettrali in tutti e tre i diagrammi e un andamento più regolare delle curve, nel senso che all'aumentare dello smorzamento si riducono i picchi presenti per smorzamenti minori, come è possibile vedere nei seguenti spettri in cui si confrontano quelli illustrati precedentemente e calcolati con uno smorzamento del 5%, con altri calcolati con smorzamento pari al 15%.



4.16 Spettri di risposta elastici in termini di a) spostamento b) velocità c) accelerazione assoluta d) pseudo accelerazione

Lo spettro di spostamento S_d è caratterizzato, indipendentemente dal valore dello smorzamento ξ , da ordinate nulle in corrispondenza di periodo nullo e ha ampiezza crescente al crescere del periodo, infatti, nel caso limite $T=0$, cui corrisponde un oscillatore infinitamente rigido, è evidente che gli spostamenti relativi fra massa e base devono essere nulli, mentre per periodi che tendono a infinito, caso di oscillatore infinitamente deformabile, questi devono risultare

uguali a quelli massimi del terreno. Per quanto riguarda lo spettro di velocità le sue ordinate per $T=0$ devono risultare nulle per lo stesso motivo già visto. Infine lo spettro di accelerazione per $T=0$ e indipendentemente dallo smorzamento, assume valore pari all'accelerazione di picco pga , in quanto, essendo l'oscillatore infinitamente rigido, non nascono spostamenti relativi fra la massa e la base e quindi l'accelerazione massima cui è sottoposta la massa coincide con quella massima della registrazione accelerometrica. Sempre sullo spettro di accelerazione, all'aumentare del periodo dell'oscillatore, si nota dapprima un aumento delle ordinate e quindi una riduzione, finché le accelerazioni diventano inferiori a quelle massime del terreno. Generalmente la riduzione delle ordinate spettrali si manifesta intorno agli $0,5 \div 0,8$ secondi, mentre per periodi intorno ad $1,5$ secondi le accelerazioni già scendono a valori inferiori a quella di picco.

4.4. Correlazione tra le misure

Per valutare la relazione tra le misure d'intensità calcolate si è condotto uno studio di correlazione tra di esse, infatti questa ci permette di evidenziare tra due variabili statistiche, rappresentate dalle misure d'intensità dello scuotimento sismico, un legame di interdipendenza, ovvero di vedere se esse si influenzano reciprocamente. Il risultato ottenuto è l'indice di correlazione, che è un indice standardizzato, in quanto non dipende dall'unità di misura delle variabili, a differenza di altri parametri statistici come la covarianza. L'indice di correlazione maggiormente utilizzato nella pratica e adottato nel presente studio è quello di correlazione lineare o altrimenti detto indice di Bravais-Pearson, definito come:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (y_i)^2}}$$

in cui x_i e y_i rappresentano l'*i-esimo* valore delle rispettive variabili. Tale indice può anche essere espresso come rapporto tra la covarianza e gli scarti quadratici medi delle due variabili:

$$r = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \sigma_y}$$

dove

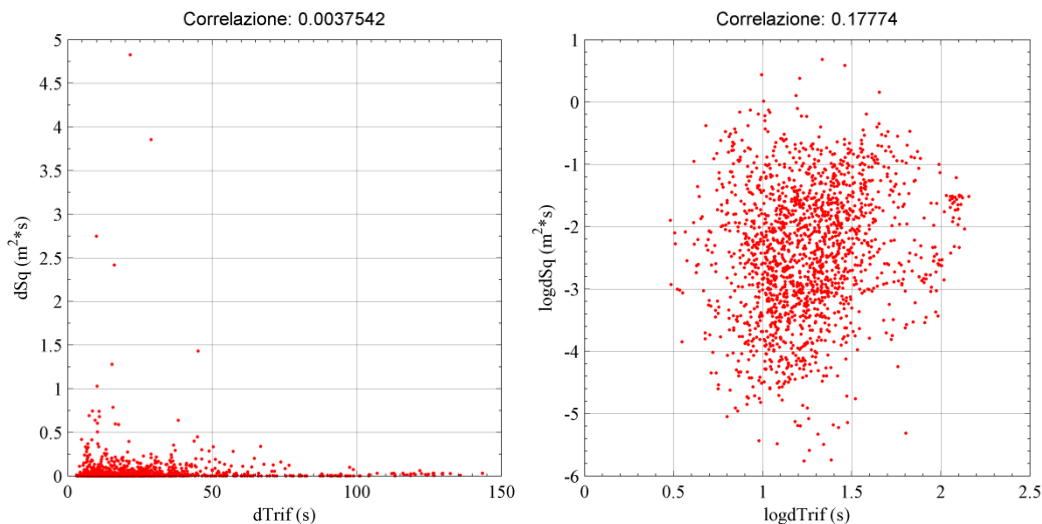
$$\sigma_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i}{n} \quad \sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{n}} \quad \sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n y_i^2}{n}}$$

L'interpretazione del coefficiente di correlazione lineare è fatta in funzione della sua vicinanza ai valori estremi o allo zero. Si possono distinguere le seguenti condizioni:

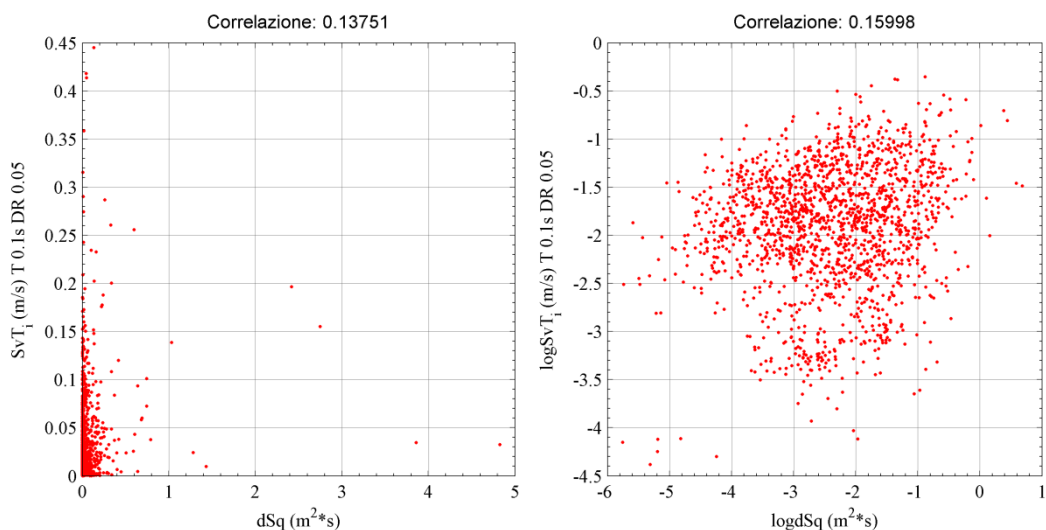
- se $r > 0$, la correlazione viene detta *diretta* o *positiva*;
- se $r < 0$, la correlazione viene detta *inversa* o *negativa*;
- se $r = 1$ la correlazione è *perfetta diretta*;
- se $r = -1$ la correlazione è *perfetta inversa*;
- se $r = 0$ non esiste correlazione lineare.

Se il coefficiente di correlazione è vicino all'unità, in valore assoluto, vuol dire che le due variabili descrivono più o meno allo stesso modo lo scuotimento sismico. Per tale motivo risulta essere particolarmente interessante vedere quali misure di intensità esibiscono tra di loro una correlazione bassa, perché esse si rendono essenziali per descrivere al meglio il moto del terreno. Di seguito si riportano a scopo di esempio alcune misure dello scuotimento sismico che mostrano una correlazione bassa e altre una correlazione alta, calcolate sia in scala lineare che logaritmica, oltre ai rispettivi grafici di dispersione. Il fattore di smorzamento viscoso è riferito alla IM_2 e nel caso entrambe le misure fossero dipendenti da questa grandezza esse presentano lo stesso valore di smorzamento in quanto non si analizzano misure con ξ differenti tra loro.

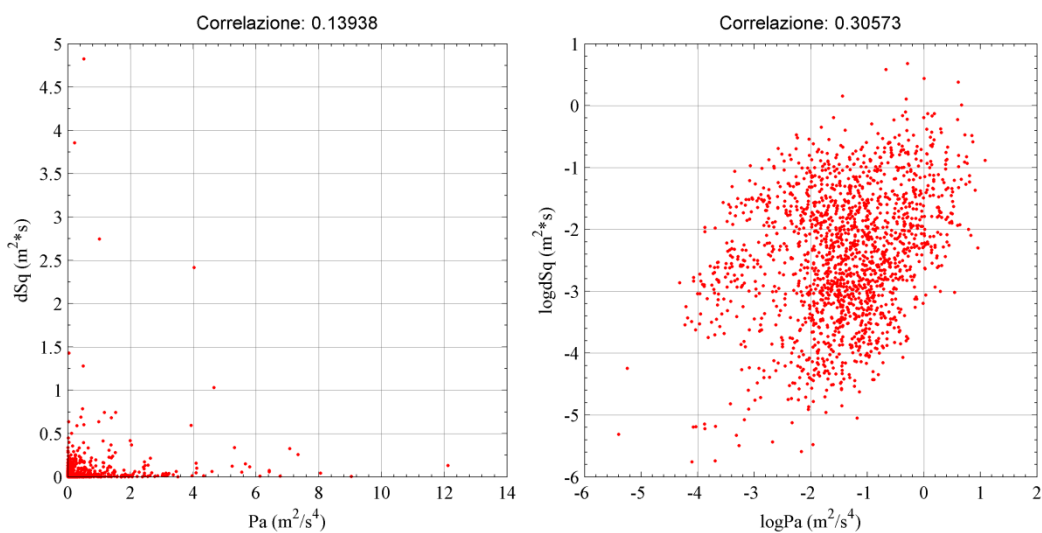
IM_1	IM_2	ξ	$T_1(IM_1)$	$T_1(IM_2)$	r	r(log10)
dTrif	dSq	x	x	x	0.00375	0.17774
dSq	SvT_i	0.05	x	0.1	0.13751	0.15998
Pa	dSq	x	x	x	0.13938	0.30573
Iz	dSq	x	x	x	-0.15151	-0.35595
Iz	IA	x	x	x	-0.16933	-0.30598
Pa	Iz	x	x	x	-0.22063	-0.39062
dRs	SvT_i	0.05	x	0.1	0.22365	0.15998
vSq	Iz	x	x	x	-0.25451	-0.44007
Pd	INP04	0.05	x	0.1	0.25637	0.39667
dRs	SIa	0.05	x	x	0.26759	0.22746



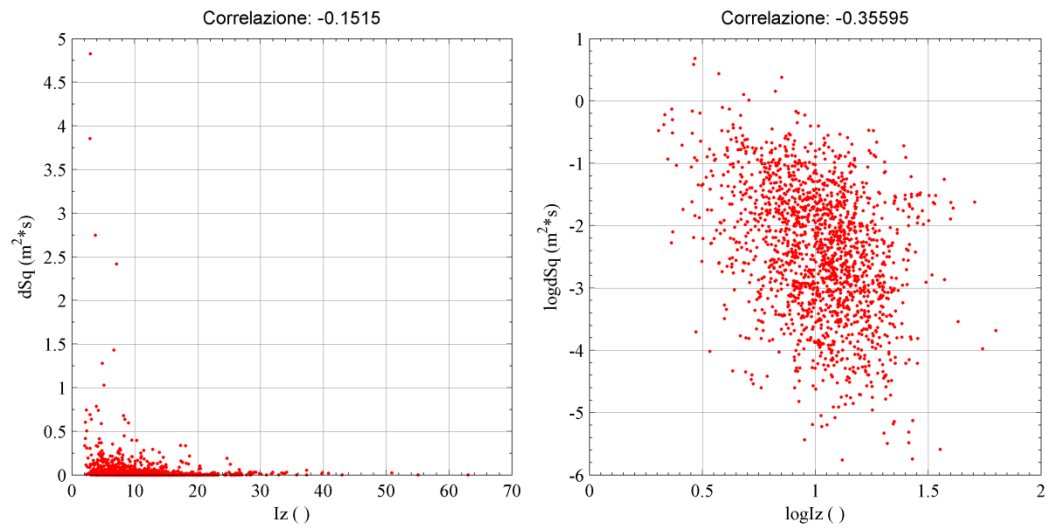
4.17 Grafico di dispersione tra le misure dTrif-dsq in scala lineare e logaritmica



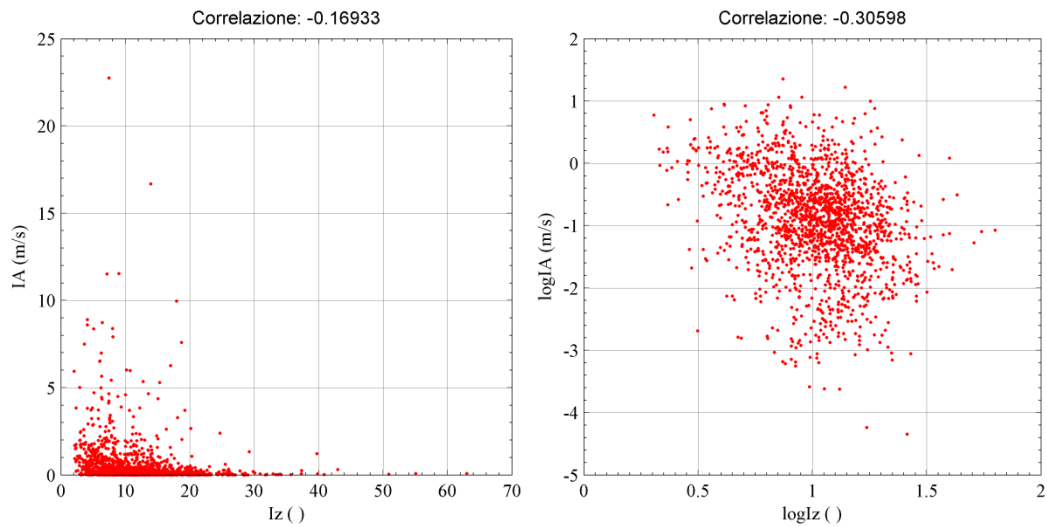
4.18 Grafico di dispersione tra le misure dsq-SvT T=0.1s DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



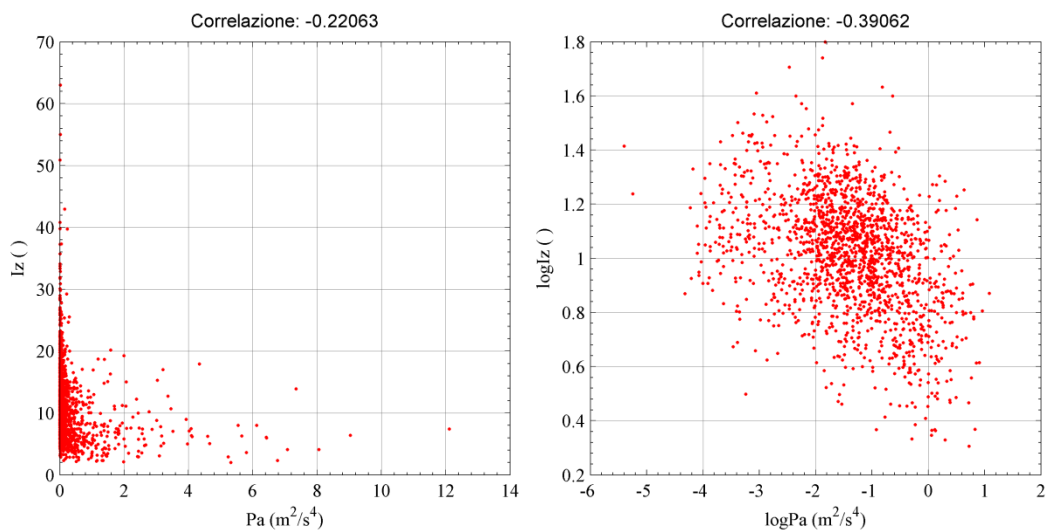
4.19 Grafico di dispersione tra le misure Pa-dsq in scala lineare e logaritmica



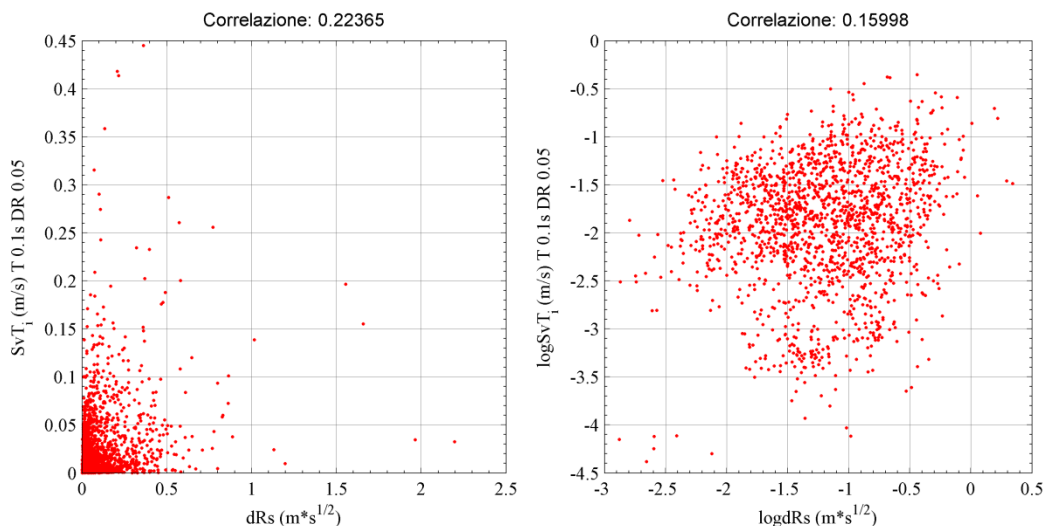
4.20 Grafico di dispersione tra le misure Iz-dsq in scala lineare e logaritmica



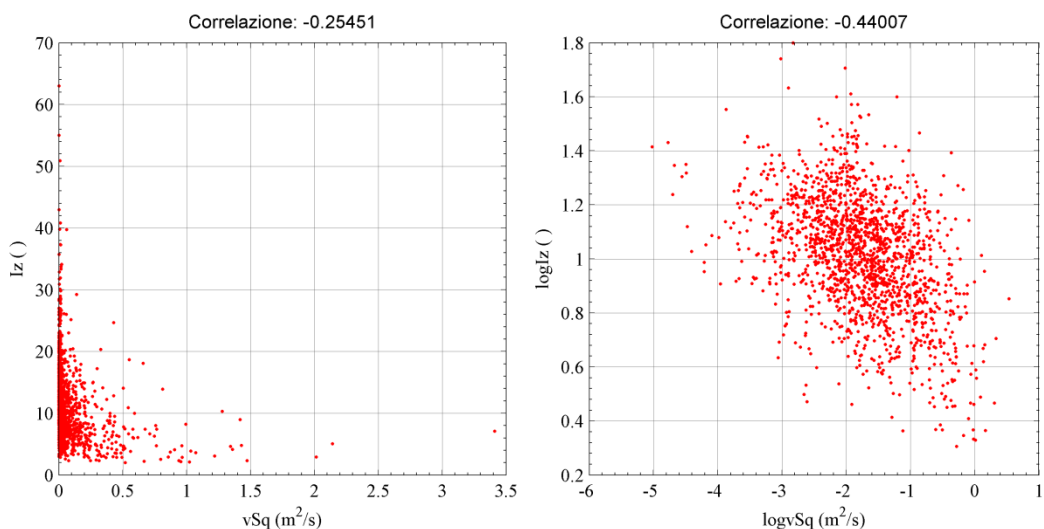
4.21 Grafico di dispersione tra le misure Iz-IA in scala lineare e logaritmica



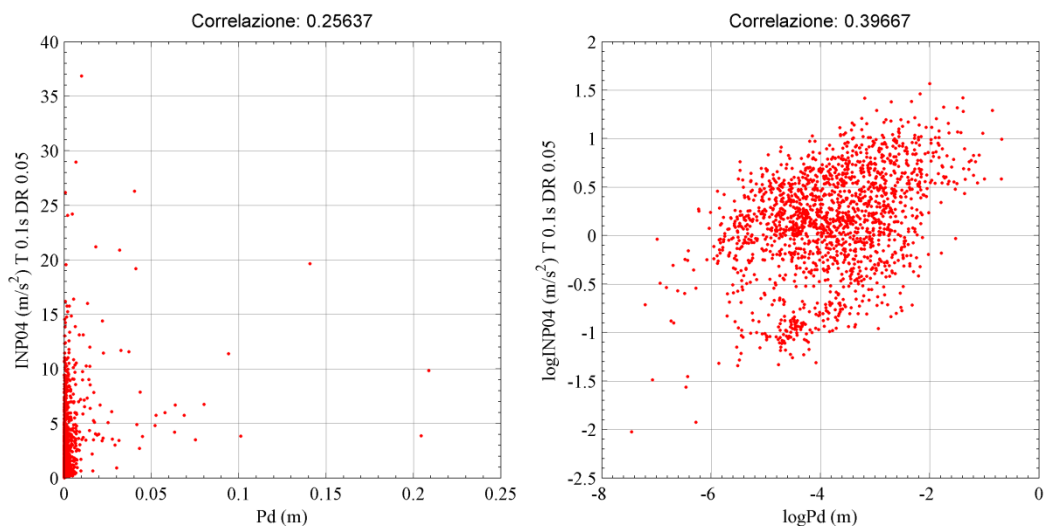
4.22 Grafico di dispersione tra le misure Pa-Iz in scala lineare e logaritmica



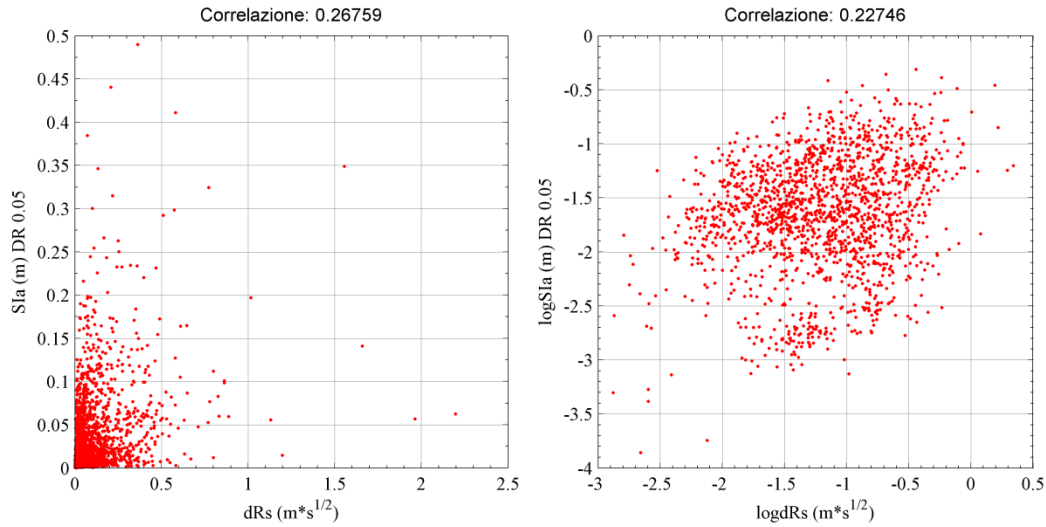
4.23 Grafico di dispersione tra le misure $dRs-SvT T=0.1s DR=0.05$ in scala lineare e logaritmica



4.24 Grafico di dispersione tra le misure $vSq-Iz$ in scala lineare e logaritmica

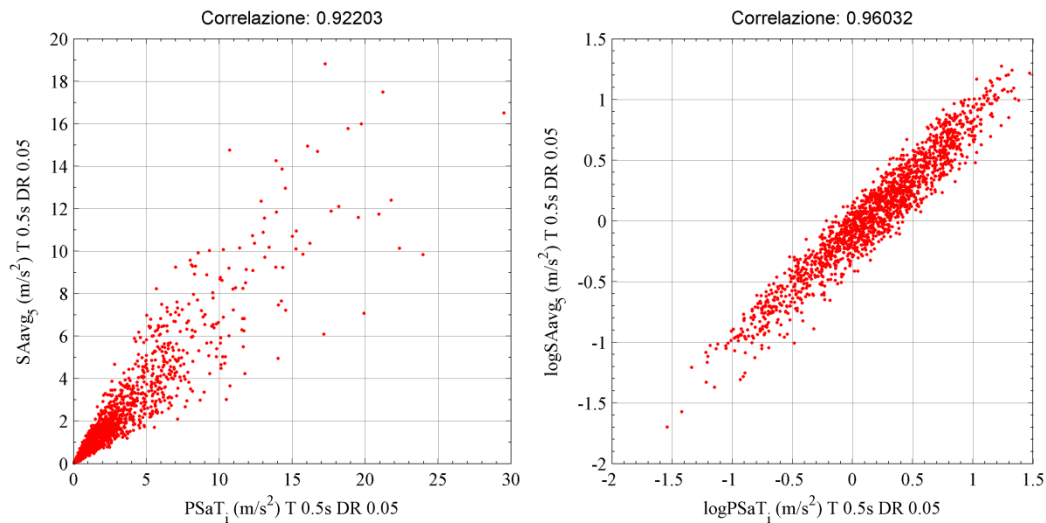


4.25 Grafico di dispersione tra le misure $Pd-INP04 T=0.1s DR=0.05$ in scala lineare e logaritmica

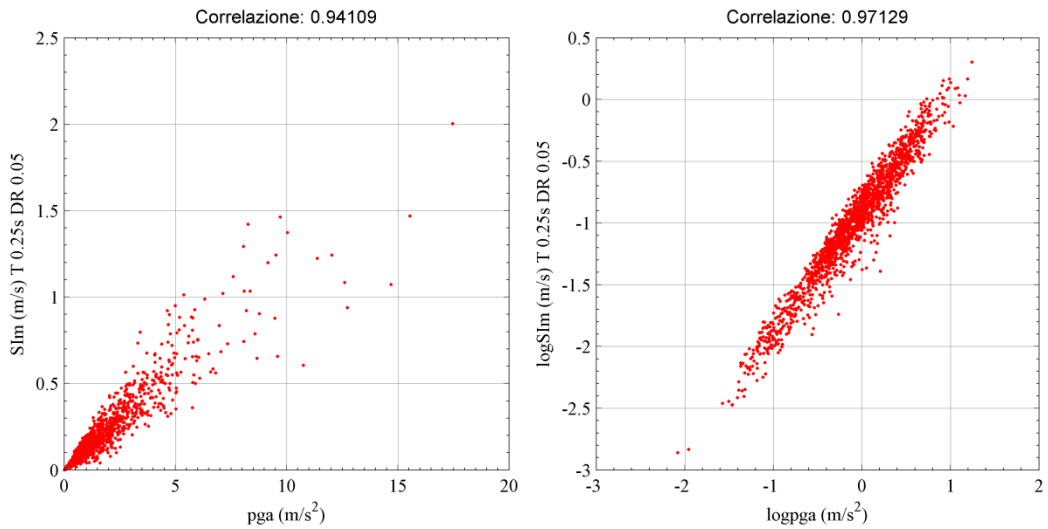


4.26 Grafico di dispersione tra le misure dRs-SIa DR=0.05 in scala lineare e logaritmica

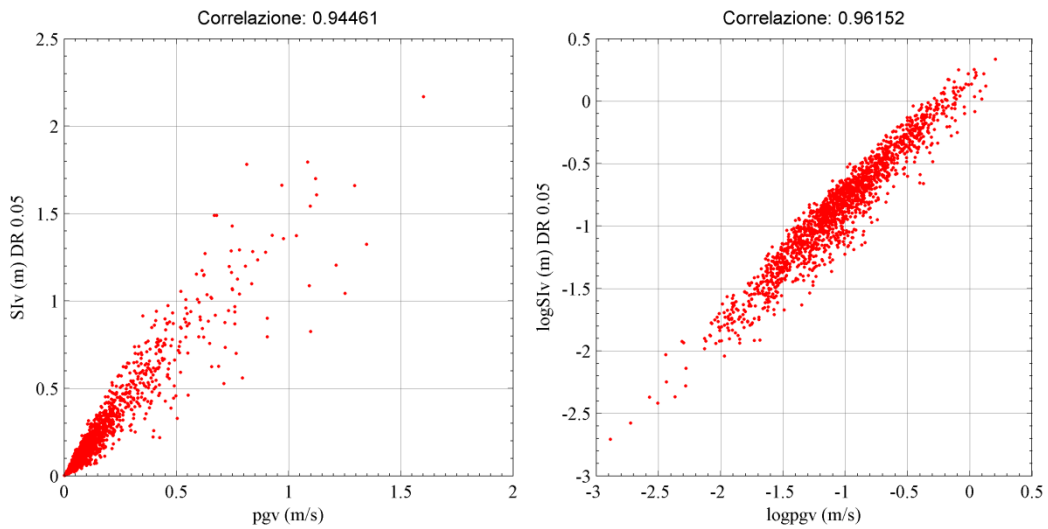
IM ₁	IM ₂	ξ	T ₁ (IM ₁)	T ₁ (IM ₂)	r	r(log10)
PSaT_i	SAavg_5	0.05	0.5	0.5	0.92203	0.96032
pga	SI _m	0.05	x	0.25	0.94109	0.97129
pgv	SI _v	0.05	x	x	0.94461	0.96152
PSaT_i	IMCRr4	0.05	0.25	0.25	0.96309	0.98556
pga	EPA	x	x	x	0.96763	0.98695
SIHC	PSaT_i	0.15	x	0.5	0.97482	0.98764
PSaT_i	IMc	0.05	0.1	0.1	0.97660	0.99161
INP04	SAavg_5	0.05	0.25	0.25	0.97743	0.98971
pgv	If	x	x	x	0.98395	0.98744
SIH	SI _v	0.05	x	x	0.99401	0.99656



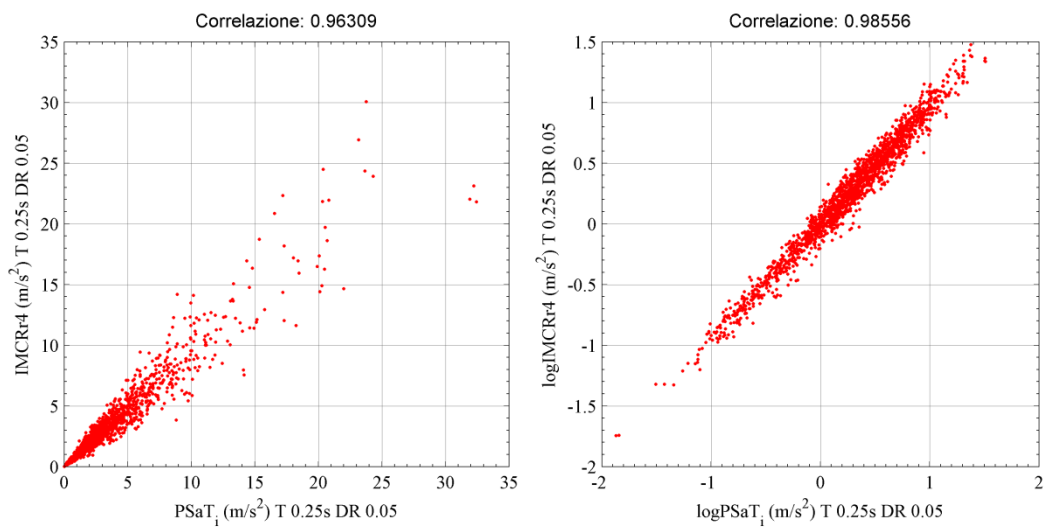
4.27 Grafico di dispersione tra le misure PSaT T=0.5s DR=0.05 con SAavg T=0.5s DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



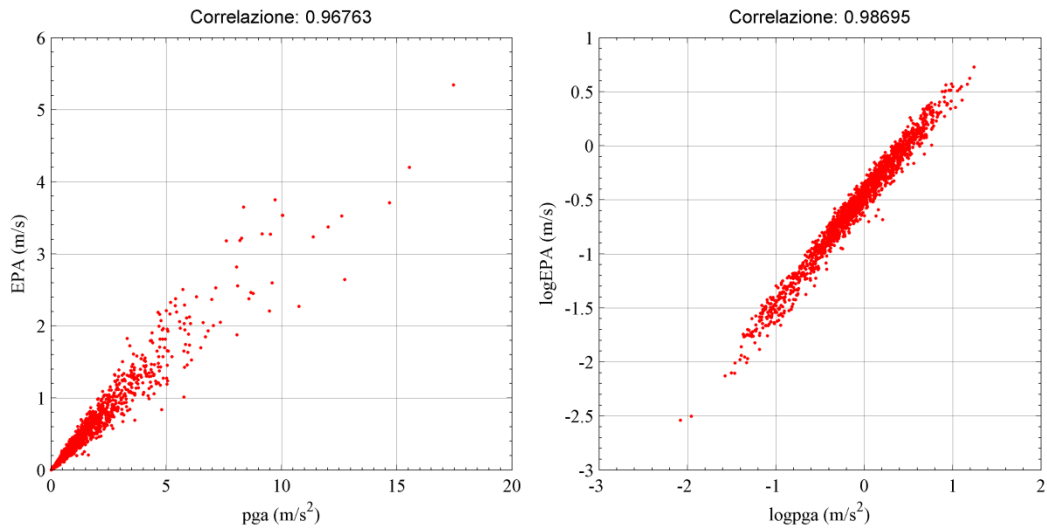
4.28 Grafico di dispersione tra le misure pga-SIm T=0.25s DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



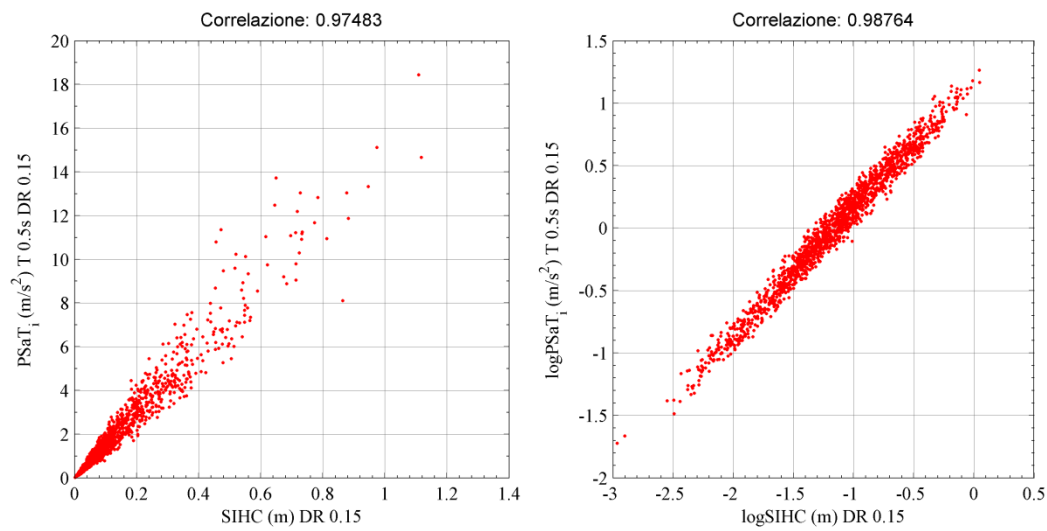
4.29 Grafico di dispersione tra le misure pgv-SIV DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



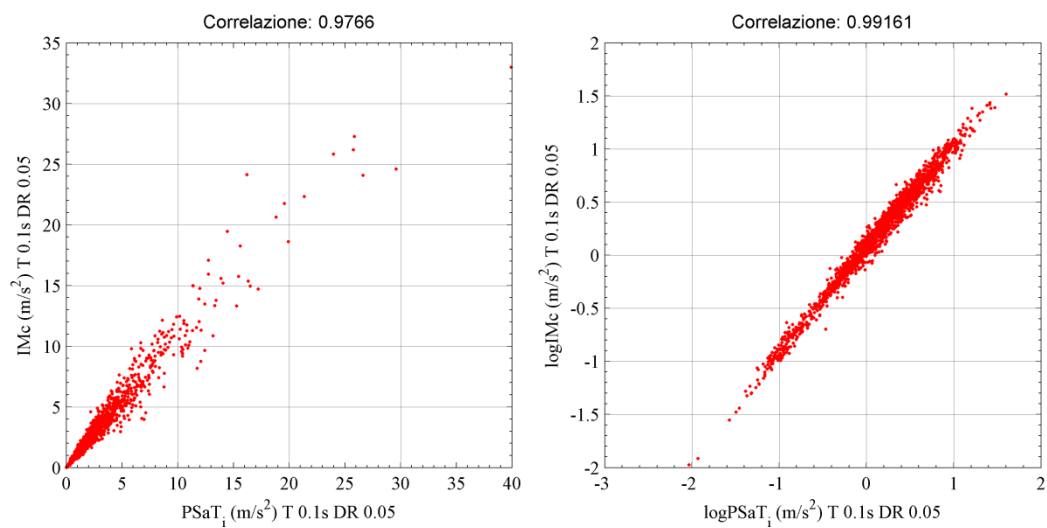
4.30 Grafico di dispersione tra le misure PSaT T=0.25s DR=0.05 con IMCRr4 T=0.25s DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



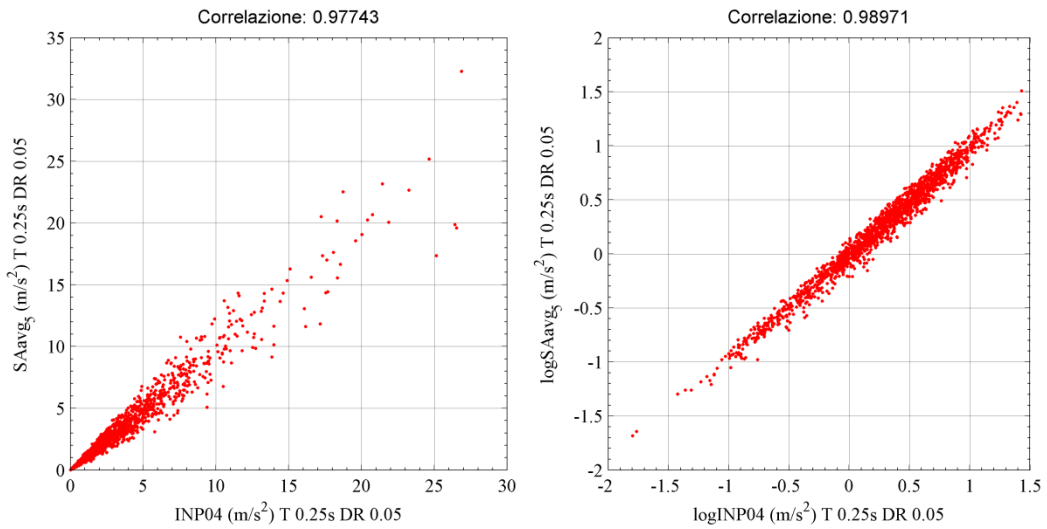
4.31 Grafico di dispersione tra le misure pga-EPA DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



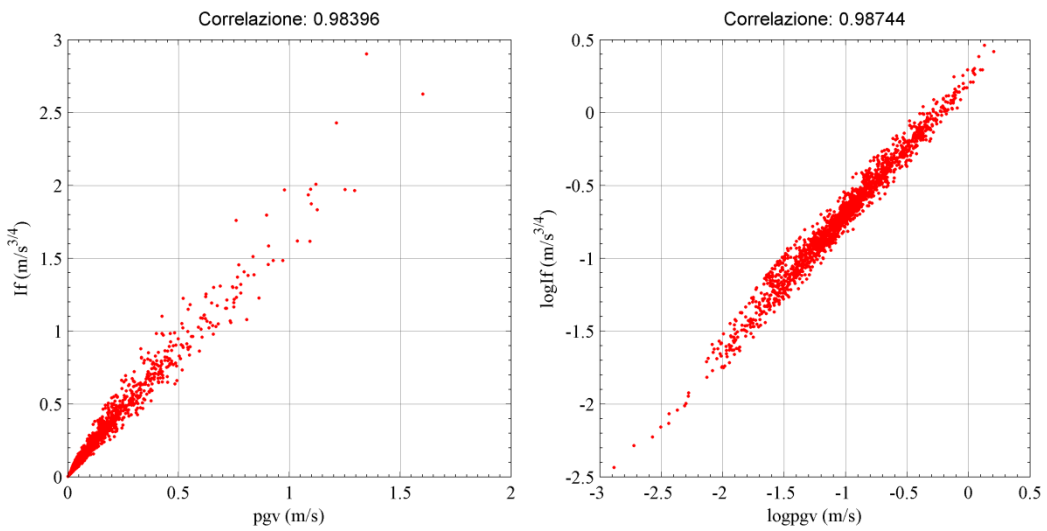
4.32 Grafico di dispersione tra le misure SIHC DR=0.05 con PSaT T=0.5s DR=0.15 in scala lineare e logaritmica



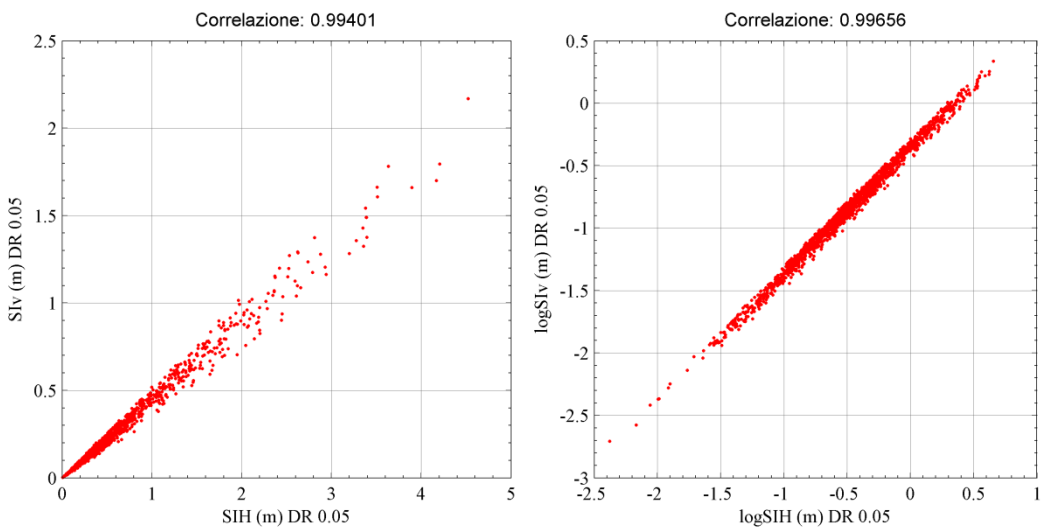
4.33 Grafico di dispersione tra le misure PSaT T=0.1s DR=0.05 con IMc T=0.1s DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



4.34 Grafico di dispersione tra le misure INP04 T=0.25s DR=0.05 con SAavg T=0.25s DR=0.05 in scala lineare e logaritmica



4.35 Grafico di dispersione tra le misure pgv-If in scala lineare e logaritmica



4.36 Grafico di dispersione tra le misure SIH DR=0.05 con SIv DR=0.05 in scala lineare e logaritmica

5. Analisi dinamiche non lineari su sistemi SDOF

Nel corso di questo capitolo vengono descritte le caratteristiche dei sistemi ad un singolo grado di libertà, per i quali si conducono analisi dinamiche non lineari nel dominio nel tempo allo scopo di valutare la loro risposta nel momento in cui vengono sottoposti ad input accelerometrici. Si illustra quindi l'algoritmo di calcolo utilizzato per definire il parametro di domanda ingegneristico (*EDP*) che verrà poi impiegato nello studio delle proprietà delle misure d'intensità dello scuotimento sismico. Valutato questo parametro lo si mette in relazione con le varie misure d'intensità, ovvero si conduce un'analisi di correlazione, allo scopo di valutare le relazione tra queste due grandezze. Tale analisi viene condotta per sette oscillatori semplici caratterizzati da diversi periodi propri e da sette livelli di inelasticità differenti e viene mostrato come si comportano le diverse misure d'intensità al variare di questi fattori.

5.1. Analisi dinamica non lineare

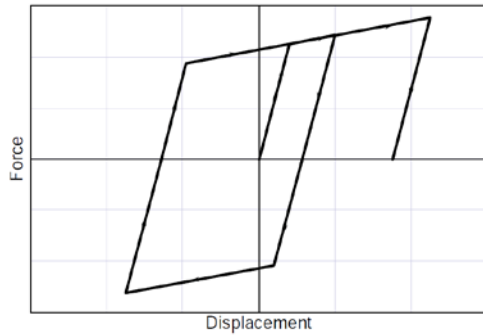
L'analisi dinamica non-lineare è il metodo di calcolo più affidabile per lo studio di strutture soggette all'azione sismica, in quanto permette di conoscere l'evoluzione nel tempo degli spostamenti, delle deformazioni, del livello tensionale e di sollecitazione della struttura in esame. La risposta sismica della struttura viene calcolata mediante l'integrazione nel tempo delle equazioni del moto e la sua entità dipende dalla tipologia strutturale, dai materiali e dalle caratteristiche della storia di carico e può essere ottenuta attraverso approcci basati su macromodelli oppure su micromodelli. Nel corso di questo capitolo ci si affida alla macromodellazione, assimilando la generica struttura come un sistema ad un grado di libertà. Le analisi sono condotte per tutti i 1705 accelerogrammi e per gli oscillatori già analizzati in campo elastico, tenendo conto però di un solo fattore di smorzamento pari a 0.05. La risposta non lineare di un sistema ad un solo grado di libertà dipende dalla legge isteretica usata nell'analisi, cioè dalle caratteristiche del comportamento del modello in campo inelastico. Si è scelto di utilizzare, un modello elasto plastico con ramo incrudente caratterizzato da una rigidità pari al 5% di quella iniziale. Sono stati considerati inoltre, per ognuno degli oscillatori, sei livelli di inelasticità del sistema, ovvero fattori di riduzione della forza R pari a 2, 3, 4, 5, 6 e 8. Per un dato terremoto, il fattore R dipende dal periodo di

vibrazione T della struttura, dallo smorzamento relativo, dal comportamento isteretico del sistema e dal livello di duttilità stabilito, ovvero dipende dalle caratteristiche proprie del sistema, e dell'input sismico.

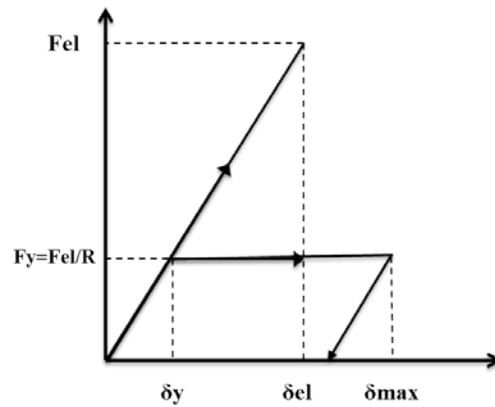
$$R = \frac{F_{el}}{F_y} \Rightarrow F_y = \frac{F_{el}}{R}$$

Utilizzando dei valori costanti del fattore di riduzione, il valore di resistenza al limite elastico varia con la registrazione accelerometrica in esame.

$$F_y = \frac{S_a(T)_{i-esimo\ record} \cdot m}{R}$$



5.1 Modello elasto plastico con incrudimento



5.2 Fattore di riduzione della forza elastica

Le analisi sono state condotte con l'ausilio del software di calcolo Opensees (McKenna, Fenves et al. 2006) ed in particolare è stato impiegato per l'integrazione al passo il metodo di Hilber-Hughes-Taylor (Hilber, Hughes et al. 1977), o anche detto metodo *alpha*, il quale rappresenta una generalizzazione del metodo di Newmark, infatti utilizza le stesse equazioni per calcolare la velocità e lo spostamento, ma l'equazione del moto è modificata attraverso un parametro α .

$$\begin{aligned} \dot{u}_{t+\Delta t} &= \dot{u}_t + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_t + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{t+\Delta t} \\ u_{t+\Delta t} &= u_t + \Delta t\dot{u}_t + [(0.5 - \beta)\Delta t^2]\ddot{u}_t + (\beta\Delta t^2)\ddot{u}_{t+\Delta t} \\ -m\ddot{u}_{t+\Delta t} - c\dot{u}_{t+\alpha\Delta t} - ku_{t+\alpha\Delta t} + f_{t+\Delta t}^{est} &= p_{t+\alpha\Delta t} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} u_{t+\alpha\Delta t} &= (1 - \alpha)u_t + \alpha u_{t+\Delta t} \\ \dot{u}_{t+\alpha\Delta t} &= (1 - \alpha)\dot{u}_t + \alpha \dot{u}_{t+\Delta t} \end{aligned}$$

Sostituendo quest'ultime nell'equazione del moto e tenendo conto delle altre, si perviene alla seguente espressione, dove l'unica incognita è $\Delta u_{t+\Delta t}$:

$$\hat{k}_{t+\Delta t}^i \Delta u_{t+\Delta t}^{i+1} = \hat{p}_{t+\Delta t}^i$$

dove:

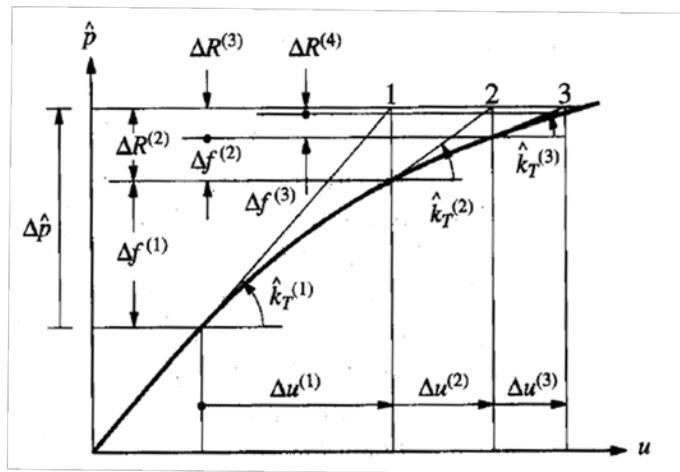
$$\hat{k}_{t+\Delta t}^i = \alpha k_t + \frac{\alpha \gamma}{\beta \Delta t} c_t + \frac{1}{\beta \Delta t^2} m$$

$$\hat{p}_{t+\Delta t}^i = -m \ddot{u}_{t+\Delta t}^{i-1} - c \dot{u}_{t+\alpha \Delta t}^{i-1} - k u_{t+\alpha \Delta t}^{i-1} + f_{t+\Delta t}^{est}$$

Per un valore di α pari all'unità ci riconduciamo al metodo di Newmark. Il metodo *alpha* presenta un'accuratezza del secondo ordine ed è incondizionatamente stabile se:

$$\frac{2}{3} > \alpha < 1 \qquad \gamma = \frac{3}{2} - \alpha \qquad \beta = \frac{(2-\alpha)^2}{4}$$

Per soddisfare a priori questa condizione si è utilizzato un fattore alpha pari a 0.7. Dato il legame forza spostamento non lineare si procede in maniera iterativa facendo uso dell'algoritmo di Newton-Raphson, che può essere schematizzato dalla seguente figura:



5.3 Metodo iterativo di Newton-Raphson

La procedura iterativa inizia valutando lo spostamento Δu con i valori iniziali di rigidezza tangente e di forza e ai passi successivi si aggiorna di volta in volta la rigidezza.

$$\hat{k}^1 \Delta u^1 = \Delta \hat{p} \Rightarrow \Delta u^1 = \frac{\Delta \hat{p}}{\hat{k}^1}$$

la forza associata a Δu^1 è Δf^1 e la forza residua vale:

$$\Delta R^2 = \Delta \hat{p} - \Delta f^1$$

a questo punto si procede a ricalcolare la rigidezza tangente e si prosegue risolvendo l'equazione fino ad ottenere convergenza:

$$\hat{k}^j \Delta u^j = \Delta R^j \qquad j = 2, 3, 4 \dots$$

Le grandezze che vengono ricavate dall'analisi sono lo spostamento massimo dell'oscillatore elasto plastico con incrudimento e la duttilità cinematica, ovvero il rapporto tra lo spostamento massimo in valore assoluto e lo spostamento al limite della fase elastica, la quale fornisce il livello di deformazione plastica a cui viene sottoposto il sistema durante un terremoto:

$$\mu = \frac{\max|u(t)|}{u_y}$$

Lo spostamento al limite elastico viene preso, data una certa registrazione sismica, in funzione dei fattori di riduzione della forza elastica R , ovvero:

$$u_y = \frac{F_{el}}{R \cdot k} = \frac{F_y}{k}$$

Si può notare come al crescere del fattore R , quindi al diminuire della forza F_y , la richiesta di duttilità del sistema aumenta. Di seguito si riportano come esempio i valori di spostamento massimo, di duttilità e del rapporto tra spostamento massimo ed elastico degli oscillatori con periodi e per fattori di riduzione presi in esame, calcolati per gli eventi sismici di Imperial Valley e Northridge.

IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO

Spostamento massimo [m]							
T	R=1.0	R=2.0	R=3.0	R=4.0	R=5.0	R=6.0	R=8.0
0.10	0.001494	0.004722	0.003783	0.004772	0.004527	0.003580	0.005216
0.25	0.013120	0.011459	0.008413	0.009240	0.010432	0.014193	0.017131
0.50	0.044252	0.046897	0.045075	0.035504	0.035167	0.033899	0.038572
0.75	0.069791	0.066367	0.071715	0.087201	0.100656	0.093246	0.080971
1.00	0.120774	0.095654	0.092125	0.103521	0.111225	0.097649	0.085577
1.50	0.093350	0.123561	0.139622	0.141960	0.137544	0.132924	0.122015
2.00	0.185983	0.155577	0.143572	0.141379	0.126730	0.096564	0.119571

Duttilità cinematica							
T	R=1.0	R=2.0	R=3.0	R=4.0	R=5.0	R=6.0	R=8.0
0.10	1.0000	6.3240	7.5994	12.7814	15.1570	14.3843	27.9411
0.25	1.0000	1.7468	1.9237	2.8171	3.9755	6.4906	10.4456
0.50	1.0000	2.1195	3.0558	3.2093	3.9735	4.5963	6.9731
0.75	1.0000	1.9019	3.0827	4.9978	7.2113	8.0165	9.2816
1.00	1.0000	1.5840	2.2883	3.4286	4.6047	4.8512	5.6686
1.50	1.0000	2.6473	4.4870	6.0829	7.3671	8.5436	10.4565
2.00	1.0000	1.6730	2.3159	3.0407	3.4070	3.1152	5.1433

Rapporto tra spostamento massimo ed elastico							
T	R=1.0	R=2.0	R=3.0	R=4.0	R=5.0	R=6.0	R=8.0
0.10	1.0000	3.1620	2.5331	3.1954	3.0314	2.3974	3.4926
0.25	1.0000	0.8734	0.6412	0.7043	0.7951	1.0818	1.3057
0.50	1.0000	1.0598	1.0186	0.8023	0.7947	0.7661	0.8716
0.75	1.0000	0.9509	1.0276	1.2495	1.4423	1.3361	1.1602
1.00	1.0000	0.7920	0.7628	0.8571	0.9209	0.8085	0.7086
1.50	1.0000	1.3236	1.4957	1.5207	1.4734	1.4239	1.3071
2.00	1.0000	0.8365	0.7720	0.7602	0.6814	0.5192	0.6429

NORTHRIDGE 1/17/94 12:31, LA-PICO & SENTOUS

Spostamento massimo [m]							
T	R=1.0	R=2.0	R=3.0	R=4.0	R=5.0	R=6.0	R=8.0
0.10	0.000561	0.000881	0.001374	0.001513	0.001461	0.001419	0.001386
0.25	0.003765	0.004351	0.004295	0.006006	0.007616	0.008768	0.009923
0.50	0.014065	0.010489	0.013729	0.020047	0.025487	0.029574	0.032625
0.75	0.018933	0.030101	0.042122	0.038883	0.036233	0.033564	0.026195
1.00	0.027608	0.029320	0.031666	0.043018	0.050256	0.049508	0.046292
1.50	0.054548	0.062593	0.055447	0.055553	0.045935	0.042331	0.049371
2.00	0.082803	0.067171	0.067628	0.067085	0.071211	0.075278	0.087314

Duttilità cinematica							
T	R=1.0	R=2.0	R=3.0	R=4.0	R=5.0	R=6.0	R=8.0
0.10	1.0000	3.1414	7.3451	10.7841	13.0140	15.1749	19.7566
0.25	1.0000	2.3116	3.4227	6.3813	10.1154	13.9740	21.0867
0.50	1.0000	1.4915	2.9283	5.7014	9.0607	12.6164	18.5573
0.75	1.0000	3.1797	6.6742	8.2147	9.5685	10.6365	11.0683
1.00	1.0000	2.1241	3.4409	6.2327	9.1018	10.7596	13.4140
1.50	1.0000	2.2949	3.0494	4.0737	4.2105	4.6561	7.2408
2.00	1.0000	1.6224	2.4502	3.2407	4.3000	5.4548	8.4359

Rapporto tra spostamento massimo ed elastico							
T	R=1.0	R=2.0	R=3.0	R=4.0	R=5.0	R=6.0	R=8.0
0.10	1.0000	1.5707	2.4484	2.6960	2.6028	2.5291	2.4696
0.25	1.0000	1.1558	1.1409	1.5953	2.0231	2.3290	2.6358
0.50	1.0000	0.7458	0.9761	1.4253	1.8121	2.1027	2.3197
0.75	1.0000	1.5898	2.2247	2.0537	1.9137	1.7727	1.3835
1.00	1.0000	1.0620	1.1470	1.5582	1.8204	1.7933	1.6768
1.50	1.0000	1.1475	1.0165	1.0184	0.8421	0.7760	0.9051
2.00	1.0000	0.8112	0.8167	0.8102	0.8600	0.9091	1.0545

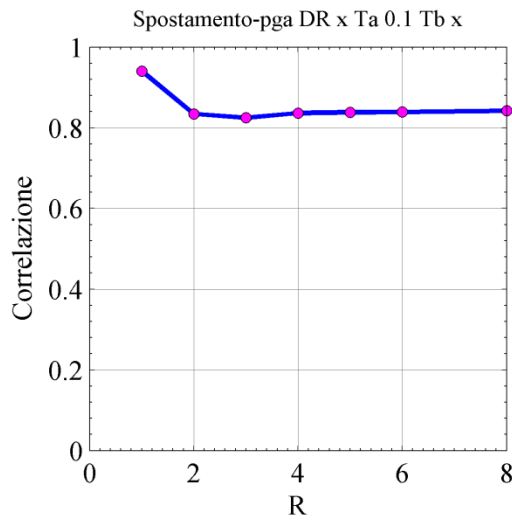
5.2. Correlazione tra domanda di spostamento inelastico massimo e misure d'intensità

Come già visto nel capitolo quattro, la correlazione ci permette di capire come due variabili si influenzano reciprocamente, dove nel caso specifico le variabili sono rappresentate dallo spostamento massimo valutato attraverso le analisi non lineari condotte e dalle misure di intensità dello scuotimento sismico, calcolate in precedenza per ogni registrazione del set accelerometrico preso in esame. Lo scopo è quello di valutare come l'indice di correlazione vari al variare del livello di inelasticità del sistema, definito tramite l'introduzione del fattore R .

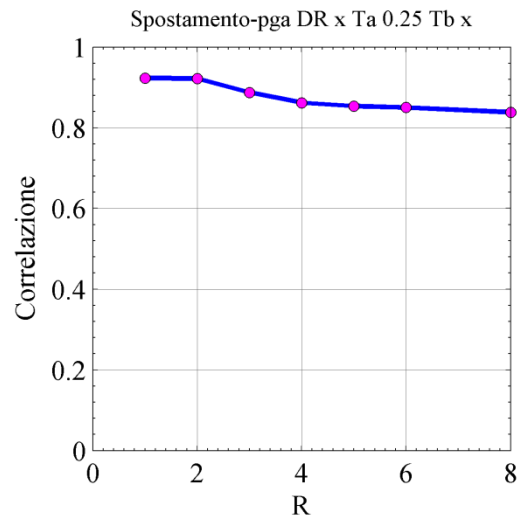
Si fa riferimento inizialmente alle tre misure d'intensità di picco che rappresentano la definizione più semplice di input sismico, ovvero la pga , la pgv e la pgd , per poi analizzare le restanti misure calcolate.

5.2.1. Spostamento- pga

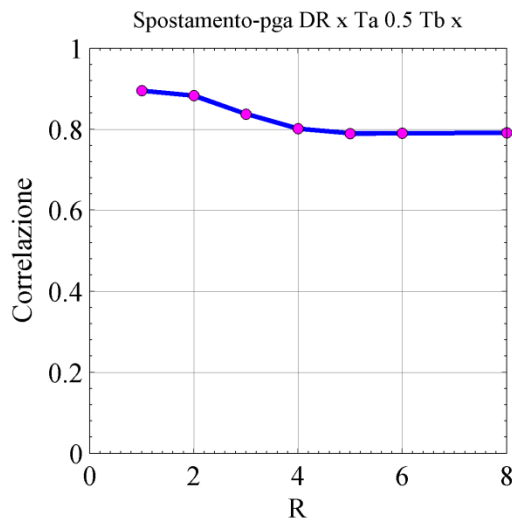
La relazione tra il parametro di domanda EDP, in questo caso la domanda di spostamento dell'oscillatore, e l'accelerazione di picco del terreno, è mostrata nei grafici seguenti, dove nelle figure 5.4-5.10 viene riportato l'andamento della correlazione con lo spostamento per ogni singolo oscillatore studiato, nella figura 5.10 invece questi andamenti vengono riportati tutti assieme, infine nella figura 5.12 si mostra l'andamento della correlazione in funzione del fattore di riduzione delle forze elastiche R . La pga è una misura che si correla bene allo spostamento dell'oscillatore caratterizzato da periodi propri bassi, quindi per sistemi rigidi, infatti per questi la risposta strutturale è direttamente relazionata all'accelerazione del terreno. Come è possibile notare dai grafici sottostanti, la correlazione tra le due grandezze si abbassa decisamente se si prendono come riferimento sistemi con periodi sempre più elevati, mentre all'aumentare del fattore di riduzione della forza elastica si nota una leggera diminuzione che poi tende a stabilizzarsi per valori di R elevati.



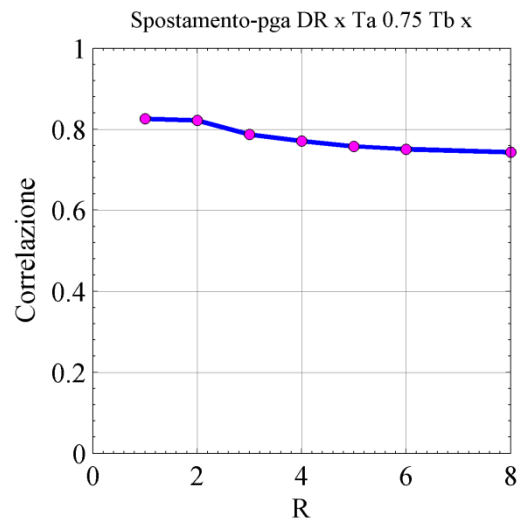
5.4 Correlazione spostamento-pga per T=0.10 s



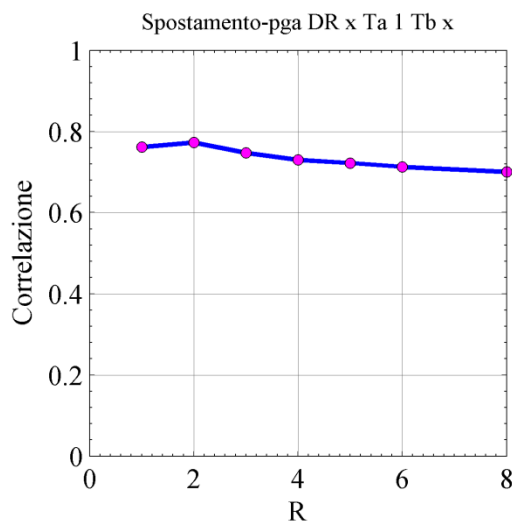
5.5 Correlazione spostamento-pga per T=0.25 s



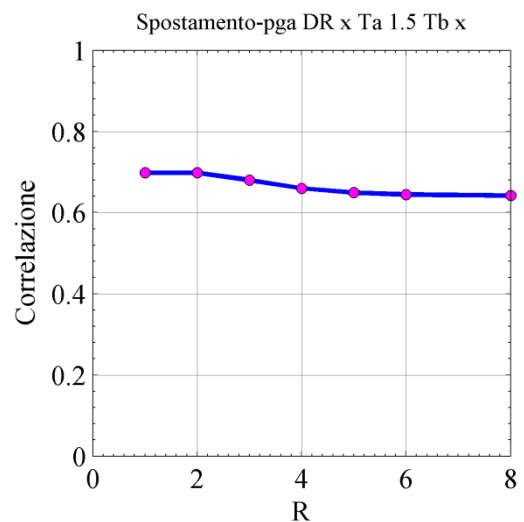
5.6 Correlazione spostamento-pga per T=0.50 s



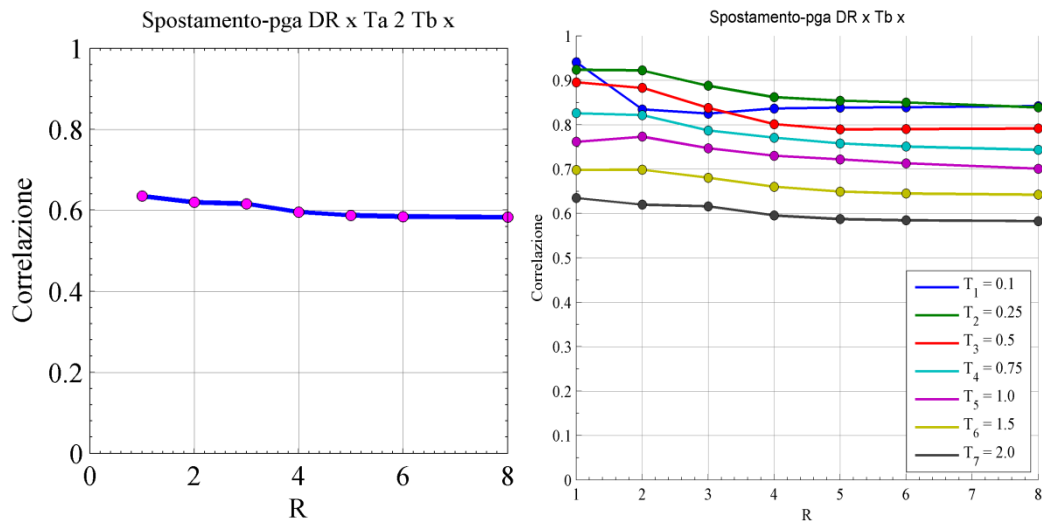
5.7 Correlazione spostamento-pga per T=0.75 s



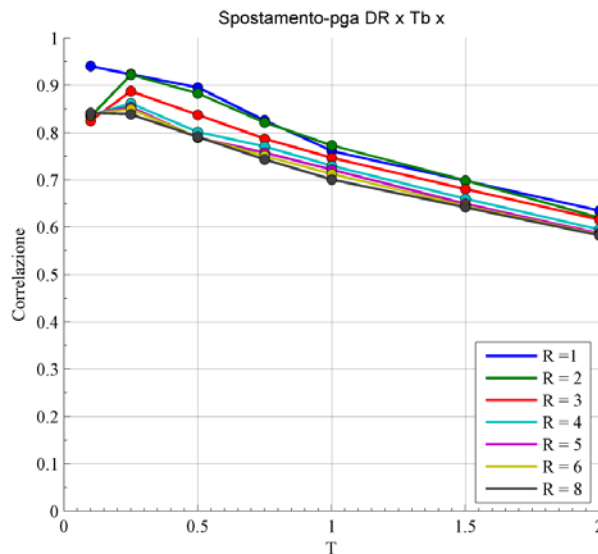
5.8 Correlazione spostamento-pga per T=1 s



5.9 Correlazione spostamento-pga per T=1.50 s



5.10 Correlazione spostamento-pga per T=2 s 5.11 Correlazione spostamento-pga al variare di T

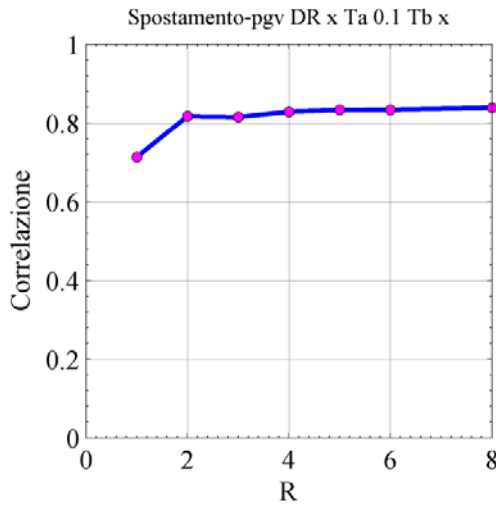


5.12 Correlazione spostamento-pga in funzione di R per diversi oscillatori semplici

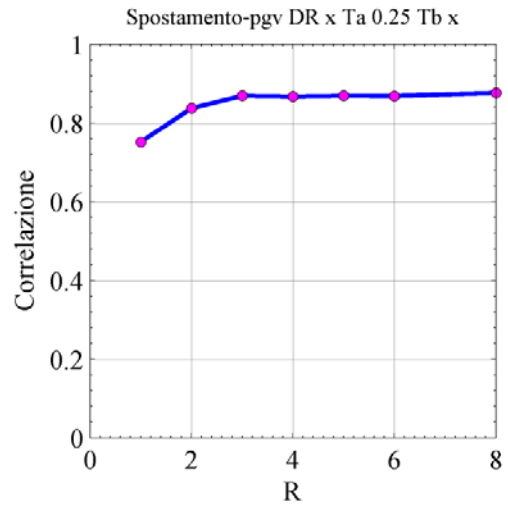
5.2.2. Spostamento- p_{gv}

La velocità di picco del terreno mostra una buona correlazione con lo spostamento degli oscillatori caratterizzati da periodi di 0.75, 1 e 1.5 secondi, esibendo comunque una modesta differenza al variare del periodo, soprattutto quando ci spostiamo su livelli di inelasticità elevata. La *p_{gv}* inoltre sembra mostrare una correlazione buona anche per sistemi flessibili, come quello con periodo di oscillazione di due secondi, mentre per quello più rigido avente periodo pari a 0.1 secondi la correlazione diminuisce, soprattutto se siamo in campo elastico o con livelli di inelasticità bassa. Oltre a ciò, per gli oscillatori con periodo di 1.5 e 2 secondi, si può vedere che l'indice di correlazione rimane pressoché stabile

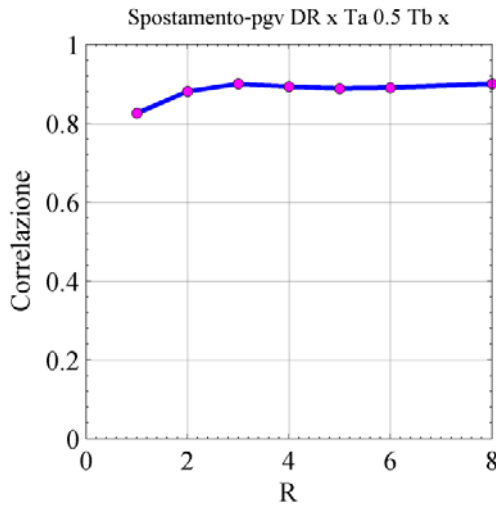
all'aumentare di R , ed escludendo l'oscillatore elastico, questo vale anche per i periodi minori.



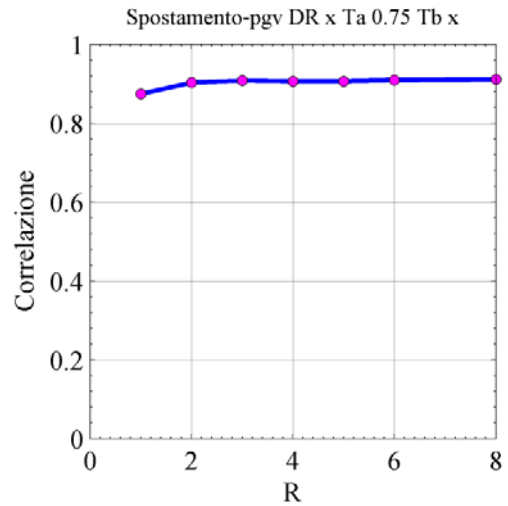
5.13 Correlazione spostamento-pgv per $T=0.10$ s



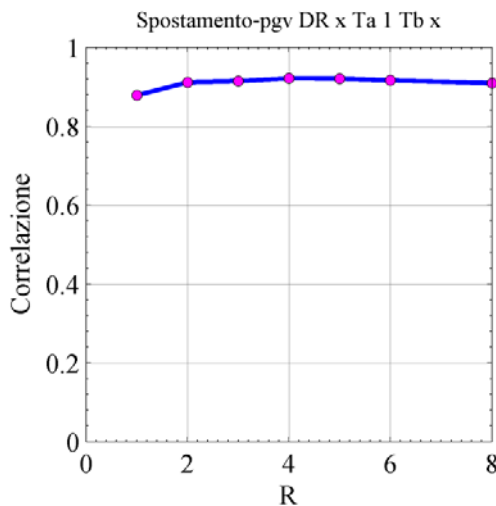
5.14 Correlazione spostamento-pgv per $T=0.25$ s



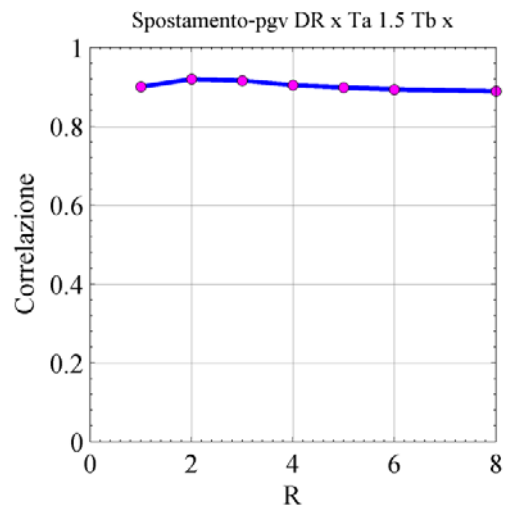
5.15 Correlazione spostamento-pgv per $T=0.50$ s



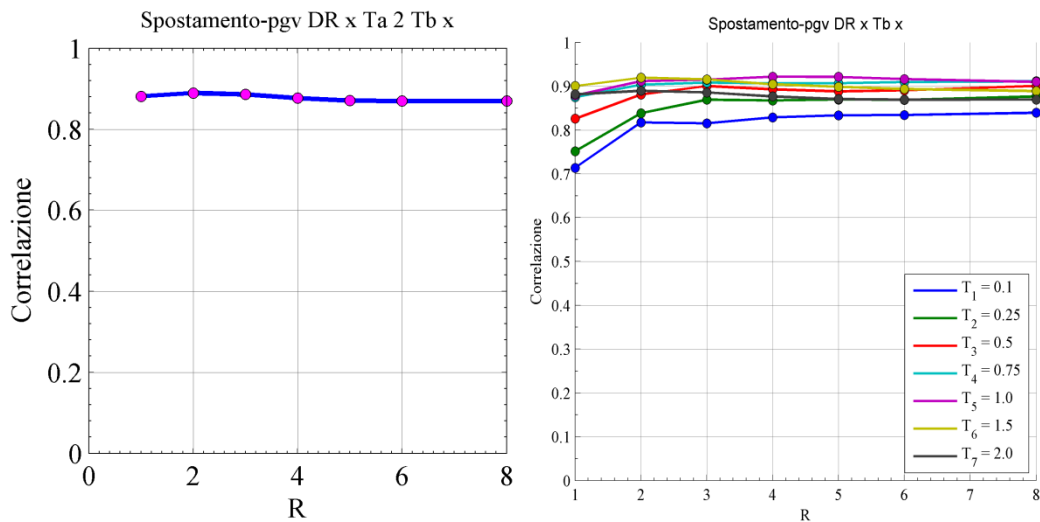
5.16 Correlazione spostamento-pgv per $T=0.75$ s



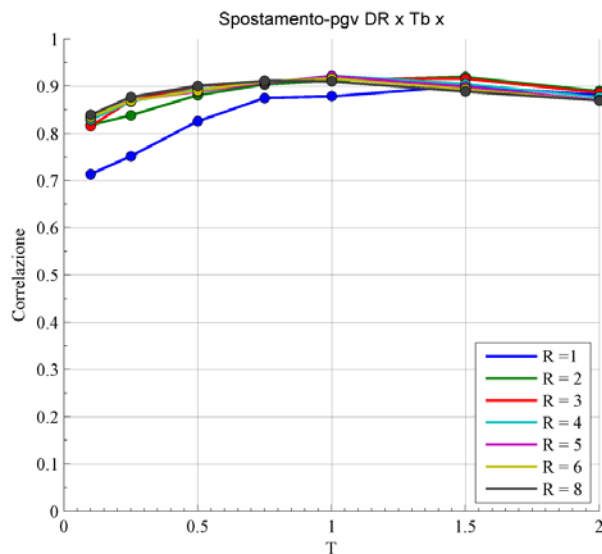
5.17 Correlazione spostamento-pgv per $T=1$ s



5.18 Correlazione spostamento-pgv per $T=1.50$ s



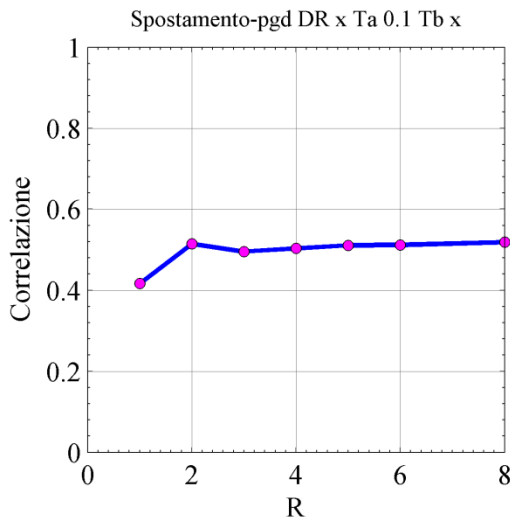
5.19 Correlazione spostamento-pgv per $T=2$ s 5.20 Correlazione spostamento-pgv al variare di T



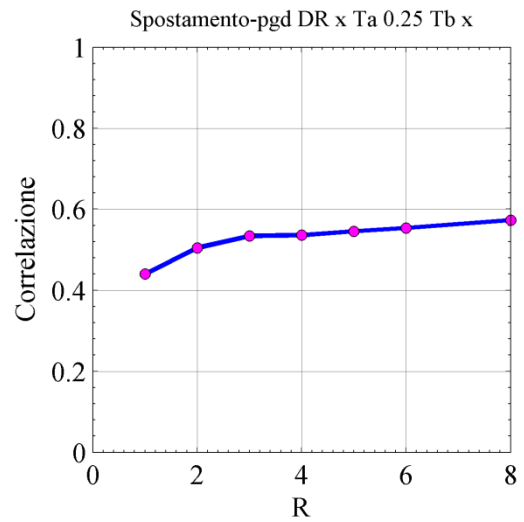
5.21 Correlazione spostamento-pgv in funzione di R per diversi oscillatori semplici

5.2.3. Spostamento- pgd

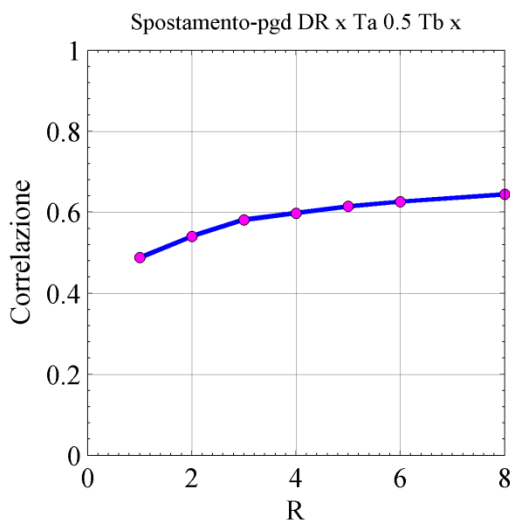
Lo spostamento di picco del terreno non mostra una buona correlazione con lo spostamento massimo dell'oscillatore semplice caratterizzato da un periodo di 0.1 secondi, ma migliora man mano che il sistema diventa più flessibile, infatti per tali sistemi la risposta è direttamente relazionata allo spostamento del terreno. All'aumentare del livello di inelasticità si ha un graduale aumento dell'indice di correlazione, in particolar modo per sistemi con periodi medi, mentre per gli altri, a partire da un fattore di riduzione R pari a 3, si individua un andamento particolarmente stabile.



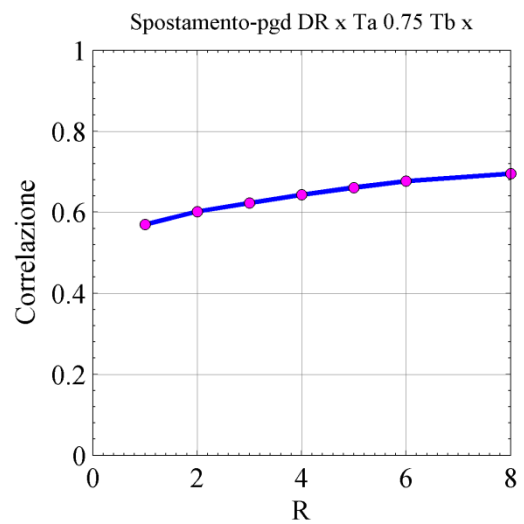
5.22 Correlazione spostamento-pgd per T=0.10 s



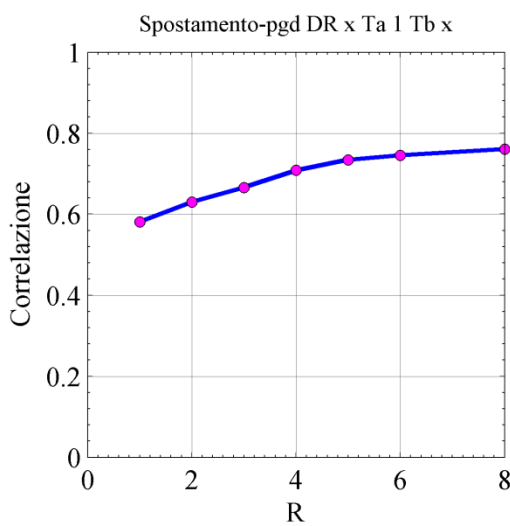
5.23 Correlazione spostamento-pgd per T=0.25 s



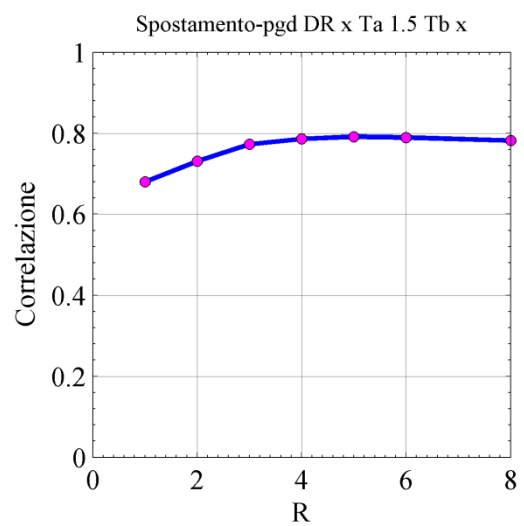
5.24 Correlazione spostamento-pgd per T=0.50 s



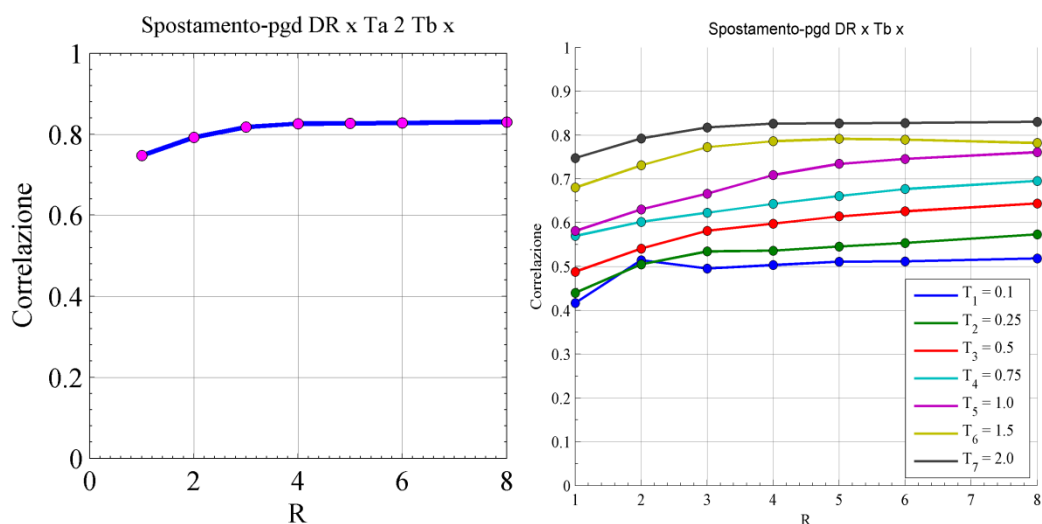
5.25 Correlazione spostamento-pgd per T=0.75 s



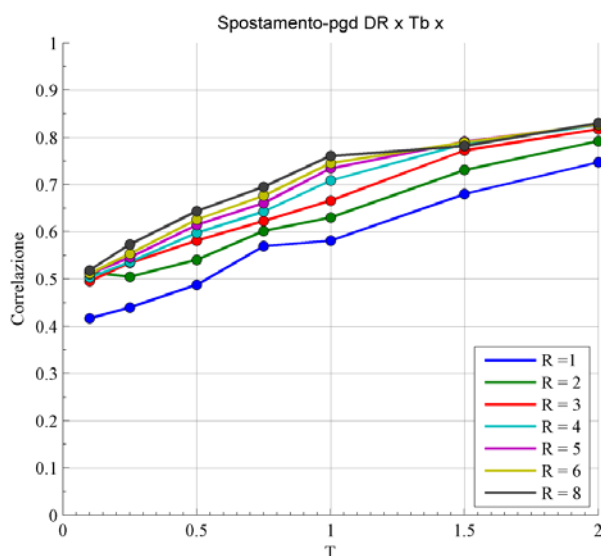
5.26 Correlazione spostamento-pgd per T=1 s



5.27 Correlazione spostamento-pgd per T=1.50 s



5.28 Correlazione spostamento-pgd per $T=2$ s 5.29 Correlazione spostamento-pgd al variare di T

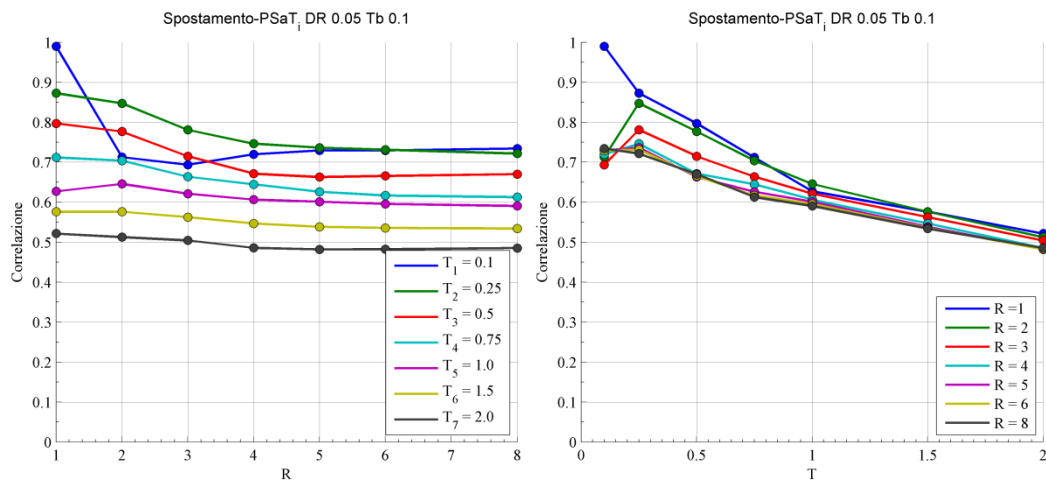


5.30 Correlazione spostamento-pgd in funzione di R per diversi oscillatori semplici

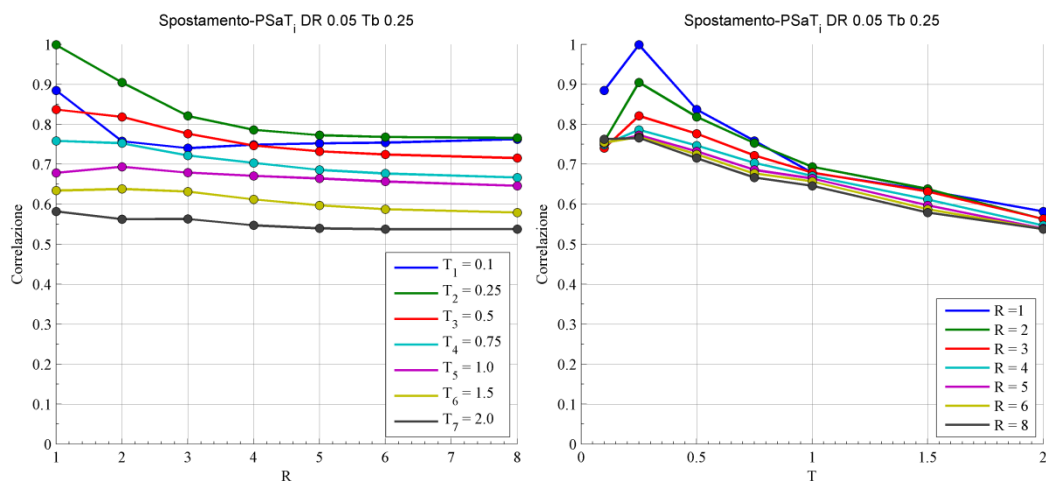
5.2.4. Spostamento- $PSa(T)$, $PSv(T)$, $Sd(T)$

Di seguito, nelle figure che vanno dalla 5.31 alla 5.37, si illustra l'andamento della correlazione tra spostamento massimo degli oscillatori caratterizzati da diversi periodi con la pseudo accelerazione spettrale degli oscillatori elastici, anch'essa calcolata per i vari periodi presi in esame, in particolare per ogni valore di misura d'intensità valutata al periodo di riferimento si riporta la correlazione per tutti gli oscillatori al variare di R con T fissato (figura di sinistra) ed in modo analogo al variare di T con R fissato (figura di destra) tenendo conto, come fatto in precedenza, di sette livelli di inelasticità. In generale la correlazione migliore si ha per gli oscillatori con periodo pari a quello con cui viene valutata la $PSaT$, in

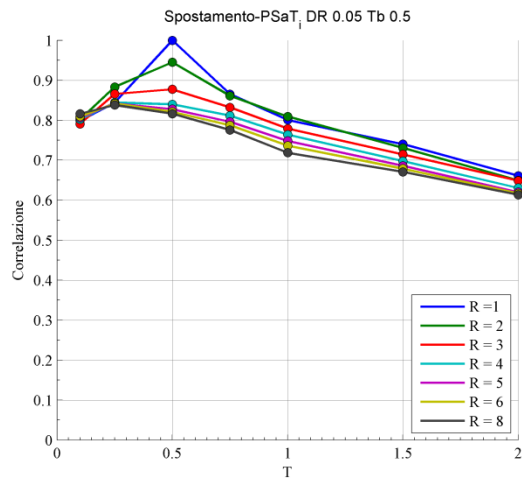
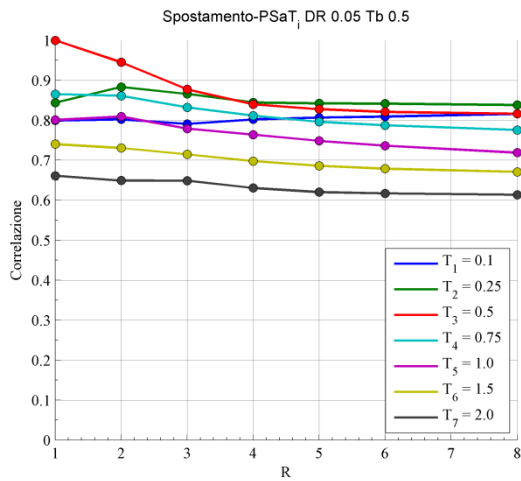
particolare modo se restiamo in campo elastico, inoltre per questi si può vedere che la correlazione varia all'aumentare di R più di quanto avvenga per gli altri oscillatori. Si osserva inoltre una maggiore variazione di correlazione negli oscillatori elastici ($R=1$) al variare del periodo con cui è valutata la pseudo accelerazione. Per il fatto che le grandezze pseudo spettrali sono tra loro legate con una legge di proporzionalità, infatti fissato il periodo ω è costante, la correlazione di $PSa(T)$, $PSv(T)$ e Sd assume lo stesso valore per i diversi oscillatori e livelli di inelasticità. Per tale motivo le figure per le misure $PSv(T)$ e Sd vengono omesse.



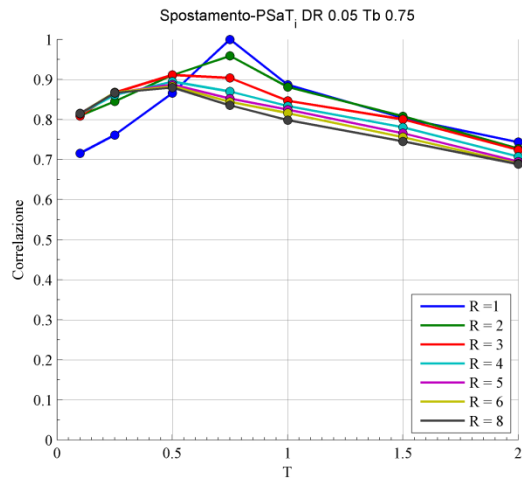
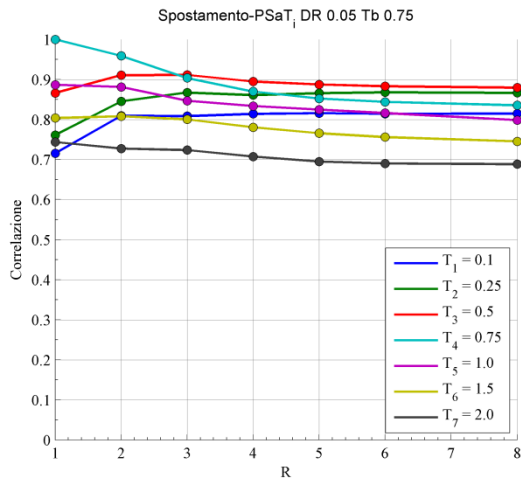
5.31 Correlazione tra spostamento massimo e PSa con $T=0.1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



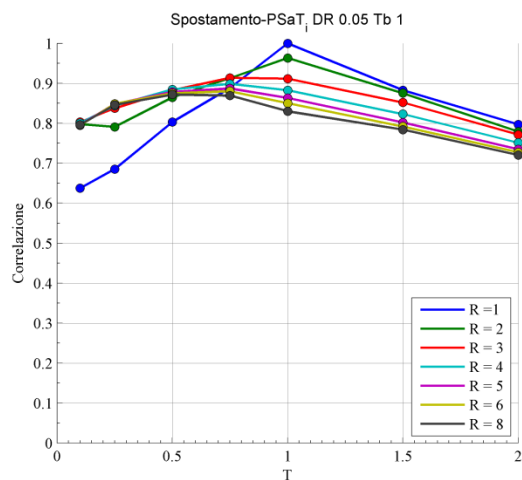
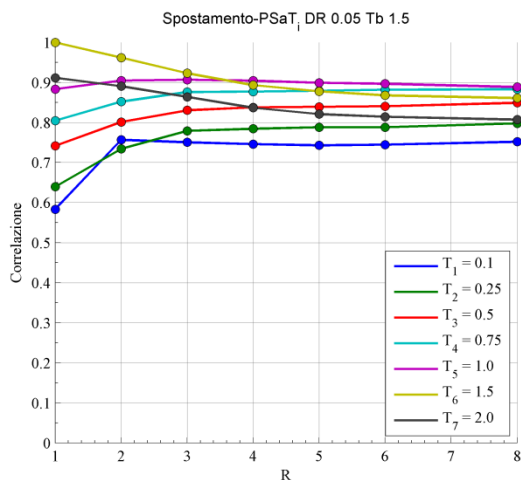
5.32 Correlazione tra spostamento massimo e PSa con $T=0.25s$ in funzione di R per diversi oscillatori



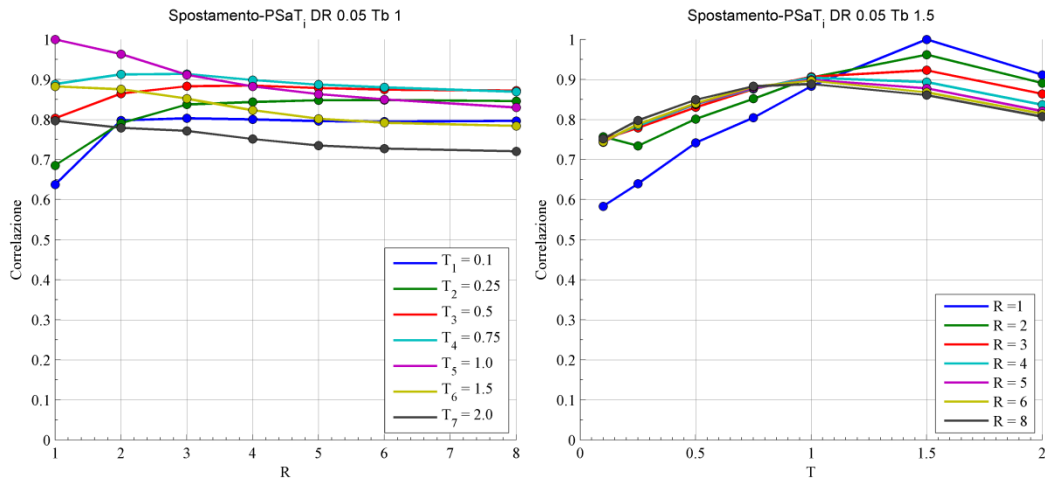
5.33 Correlazione tra spostamento massimo e PSa con T=0.50s in funzione di R per diversi oscillatori



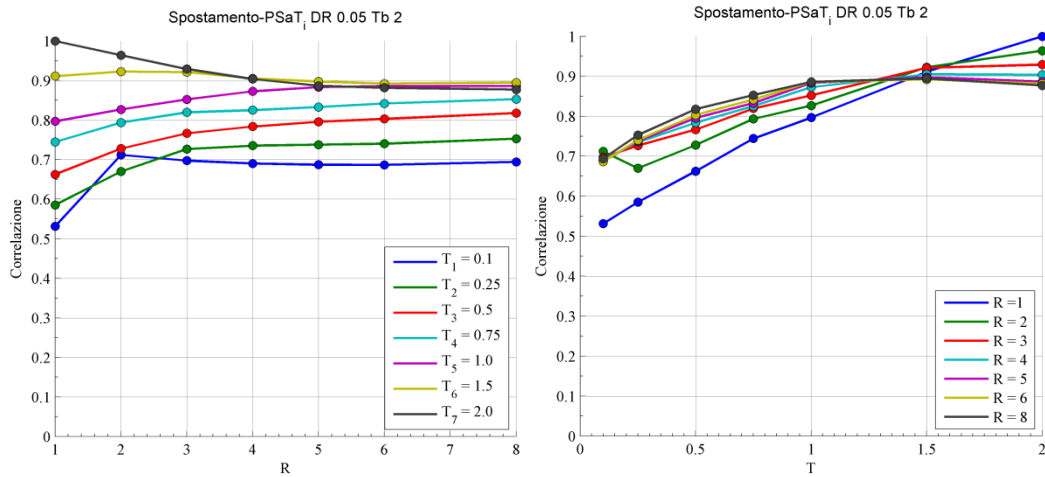
5.34 Correlazione tra spostamento massimo e PSa con T=0.75s in funzione di R per diversi oscillatori



5.35 Correlazione tra spostamento massimo e PSa con T=1s in funzione di R per diversi oscillatori



5.36 Correlazione tra spostamento massimo e PSa con T=1.5s in funzione di R per diversi oscillatori

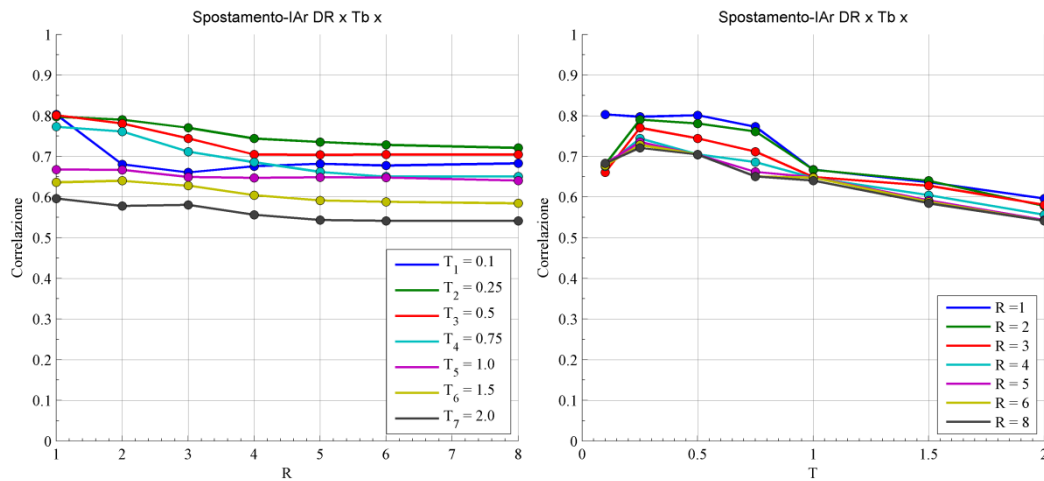


5.37 Correlazione tra spostamento massimo e PSa con T=2s in funzione di R per diversi oscillatori

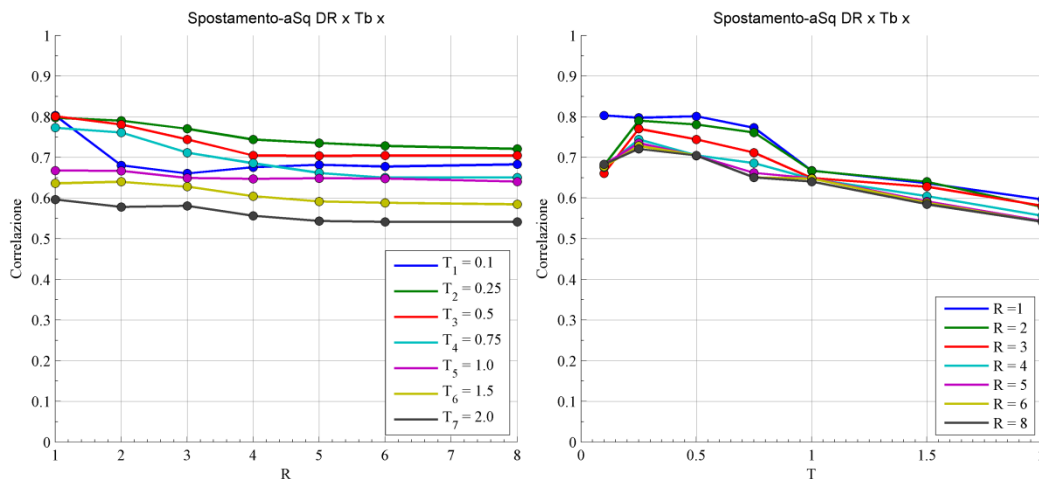
5.2.5. Spostamento- misure d'intensità basate sull'accelerazione

Le misure d'intensità ottenute dall'accelerazione del terreno mostrano, escludendo per il momento la misura di Araya (*PDe*), una buona correlazione con la domanda di spostamento massimo degli oscillatori caratterizzati da un periodo proprio moderatamente basso, ovvero di 0.25 e 0.5 secondi, inoltre per sistemi elastici otteniamo un indice di correlazione dello stesso ordine anche per periodi di 0.1 secondi. Si può notare dalle figure espone di seguito come la correlazione decresce per sistemi sempre più flessibili e in generale anche per livelli di inelasticità maggiori, all'infuori degli oscillatori con periodo di 0.1 secondi, che presentano un minimo per valori di *R* pari a 2 e 3. Al crescere del periodo, in particolar modo per periodi oltre il secondo, si nota una certa stabilità della

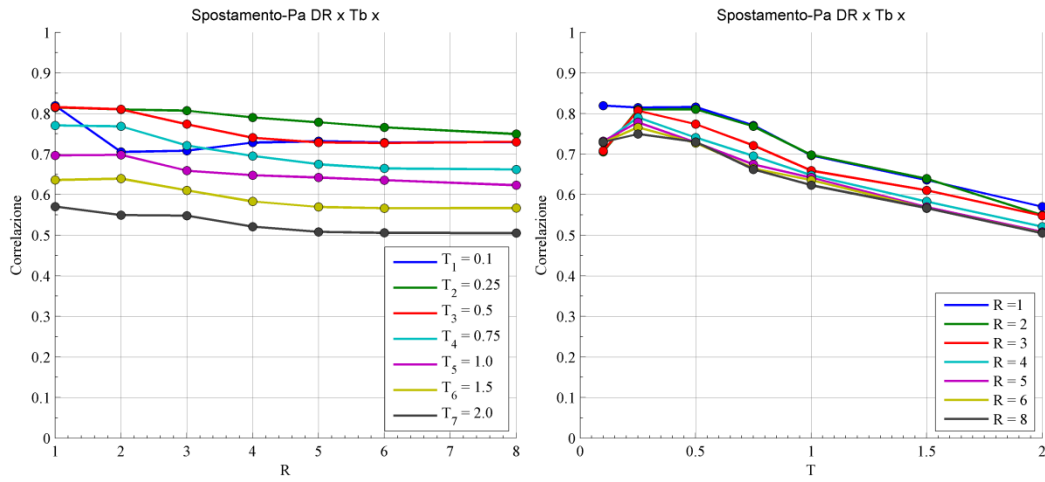
correlazione all'aumentare di R . Una riflessione particolare va fatta sulla misura di Araya, denominata dall'autore "potenziale distruttivo", in quanto essa presenta, a differenza delle altre, una maggiore correlazione per oscillatori il cui periodo varia da 0.5 a 1.5 secondi, inoltre i due sistemi più rigidi hanno una bassa correlazione nel caso di oscillatori elastici.



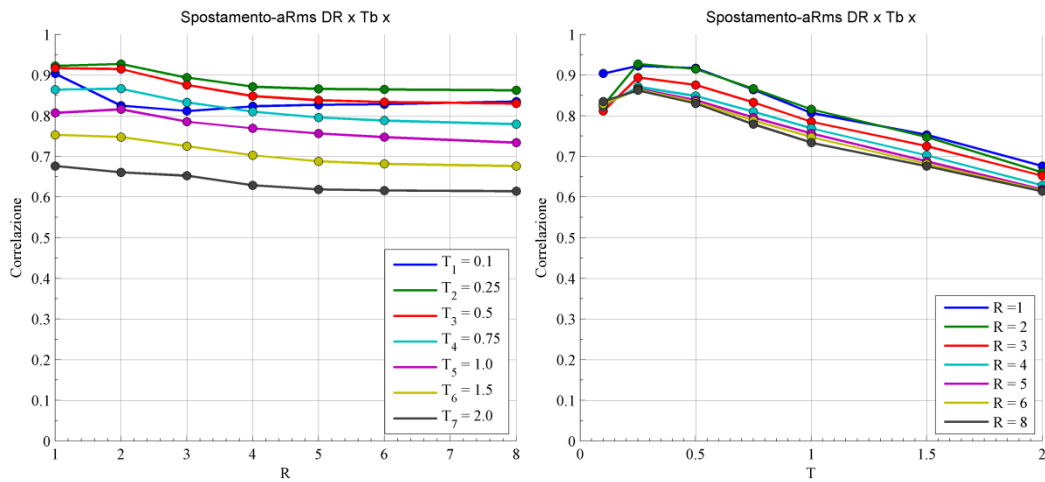
5.38 Correlazione tra spostamento massimo e intensità di Arias



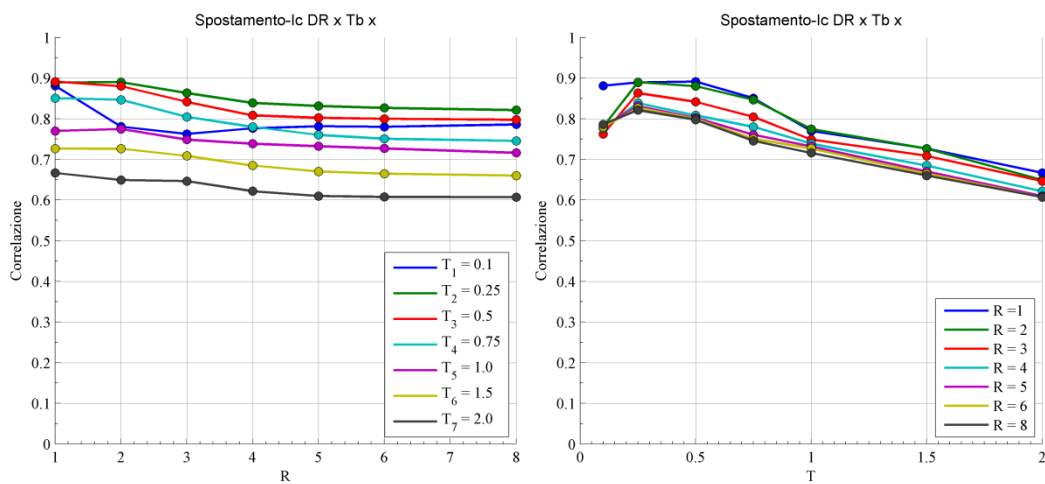
5.39 Correlazione tra spostamento massimo e asq



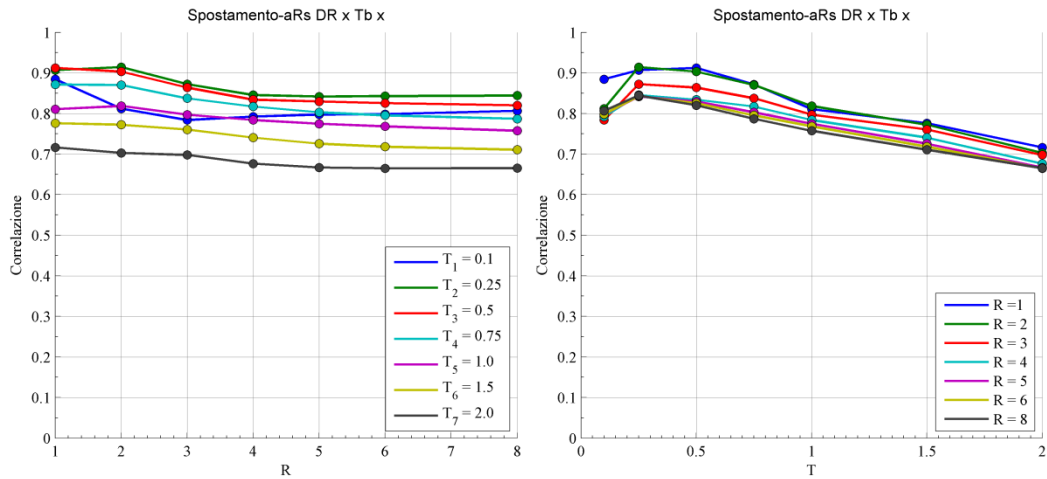
5.40 Correlazione tra spostamento massimo e indice di potenza di Housner



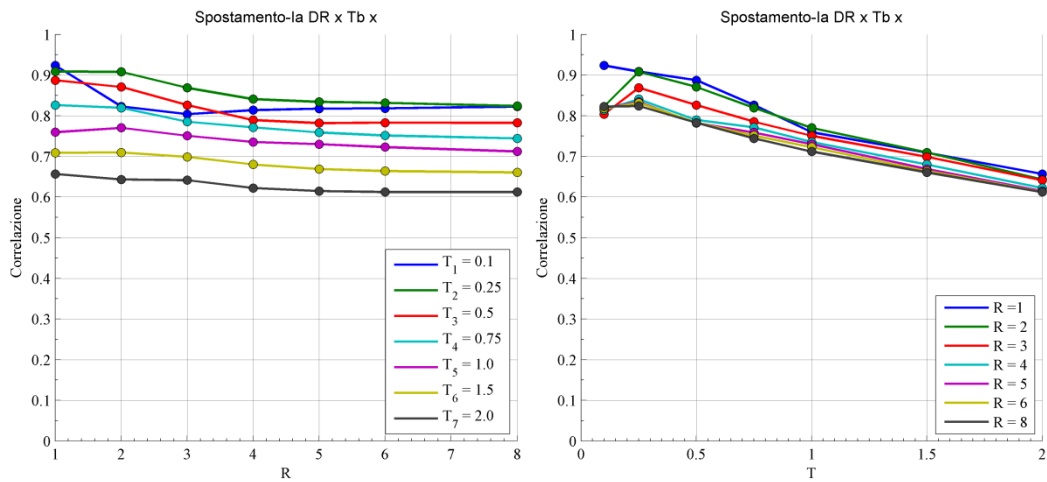
5.41 Correlazione tra spostamento massimo e arms



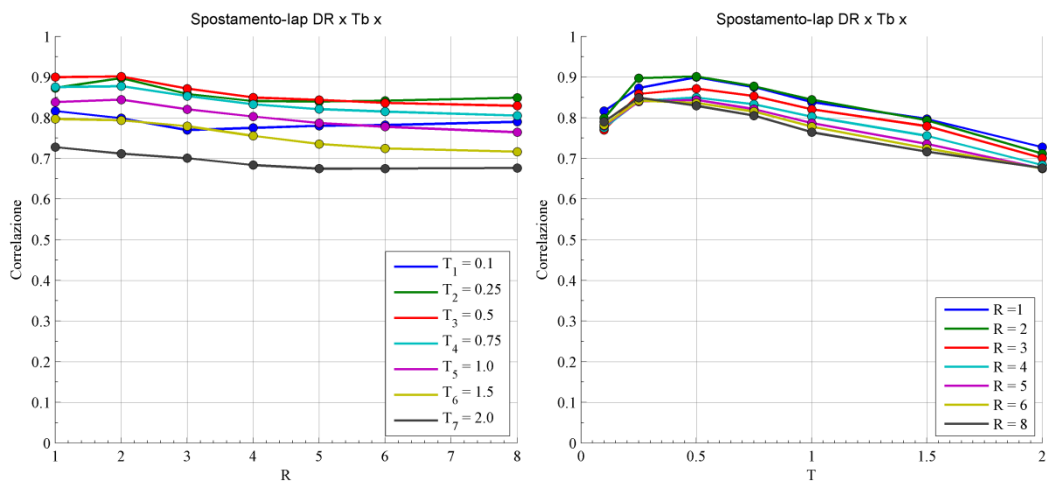
5.42 Correlazione tra spostamento massimo e intensità caratteristica



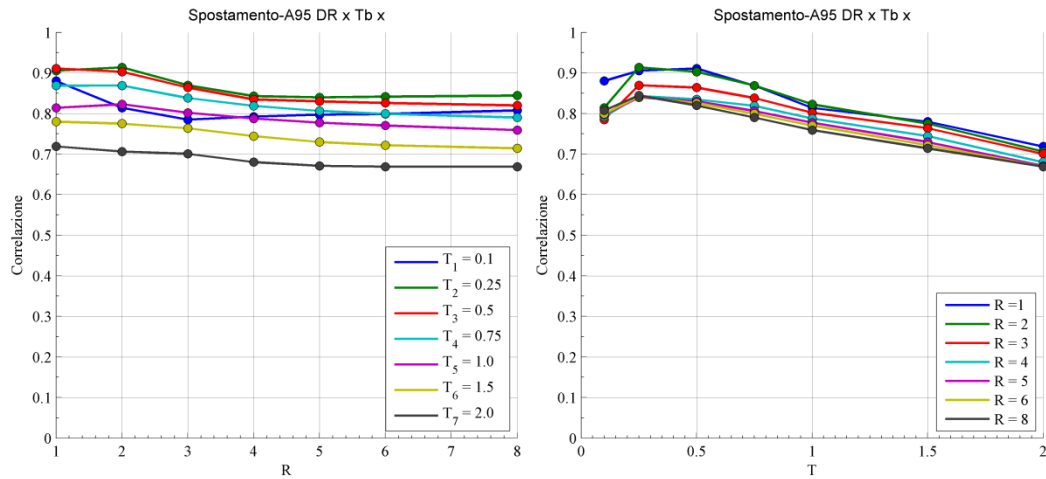
5.43 Correlazione tra spostamento massimo e ars



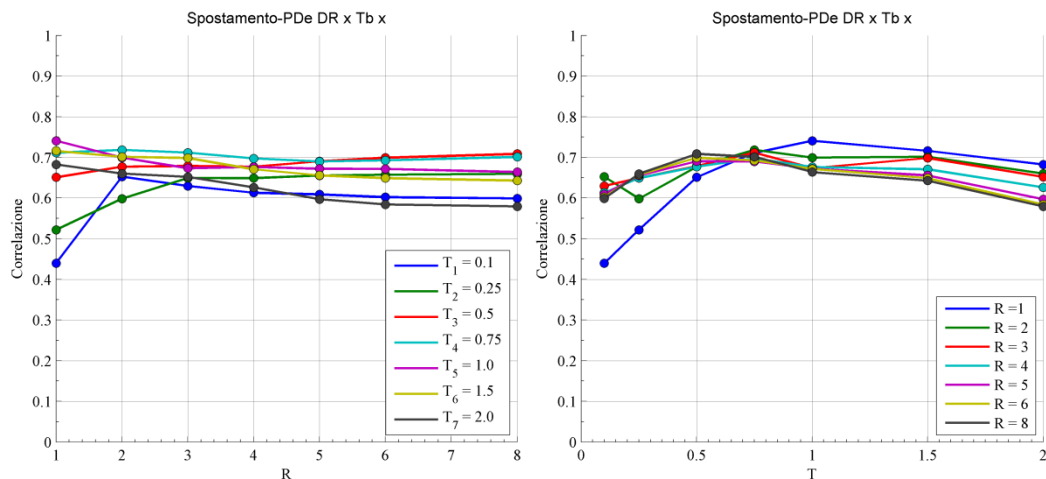
5.44 Correlazione tra spostamento massimo e Ia



5.45 Correlazione tra spostamento massimo e Iap



5.46 Correlazione tra spostamento massimo e A95

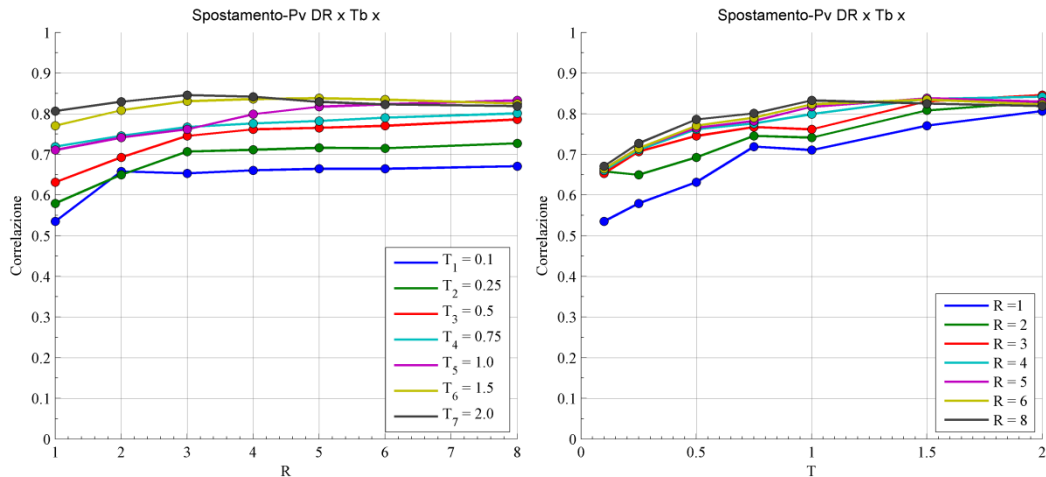


5.47 Correlazione tra spostamento massimo e potenziale distruttivo PDe

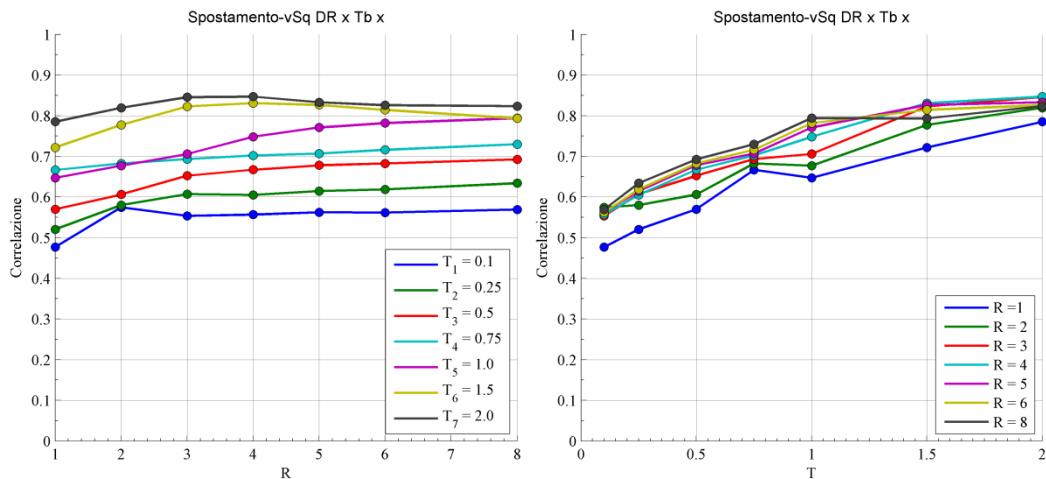
5.2.6. Spostamento- misure d'intensità basate sulla velocità

Con riferimento alle misure ricavate dalla velocità del terreno, si nota che per la maggior parte di esse la correlazione migliore viene riscontrata per periodi propri intorno a 1.5 e 2 secondi, tuttavia mostrando anche dei buoni risultati per periodi di poco inferiori a quest'ultimi. In generale si ha quindi una crescita dell'indice di correlazione all'aumentare del periodo, eccezione fatta per la massima velocità incrementale, dove si raggiungono i valori massimi per periodi intorno a 0.75 e 1 secondo e oltre ai quali si ha un leggero decremento. A differenza di quanto accadeva per le misure basate sull'accelerazione si individua un leggero aumento di correlazione per livelli di inelasticità maggiori, in particolare al passaggio da un comportamento elastico degli oscillatori a quello plastico con $R=2$. Tra le misure

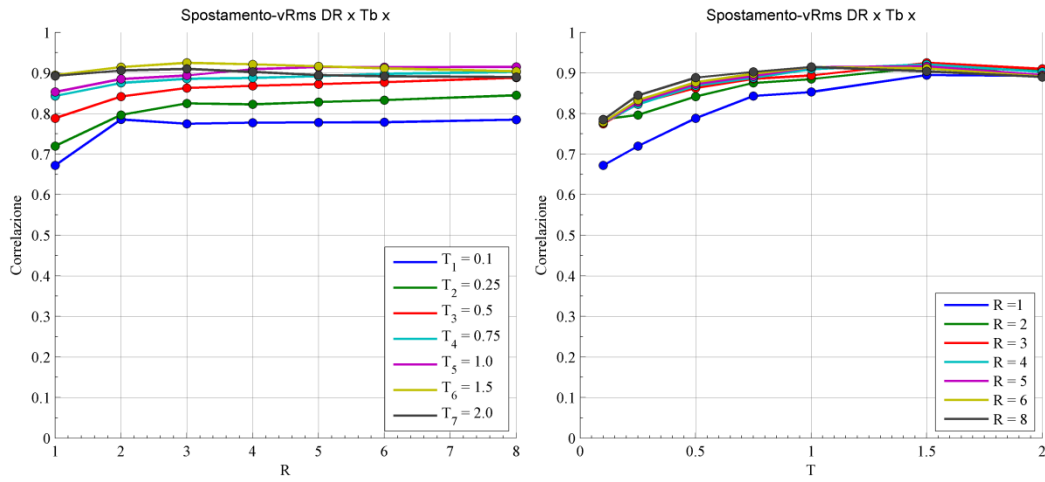
basate sulla velocità, quella che sembra presentare una maggior correlazione con la domanda di spostamento è la MIV, infatti si può notare come i valori siano leggermente maggiori delle altre misure ed inoltre esibisce una minore variazione al modificare dei periodi degli oscillatori.



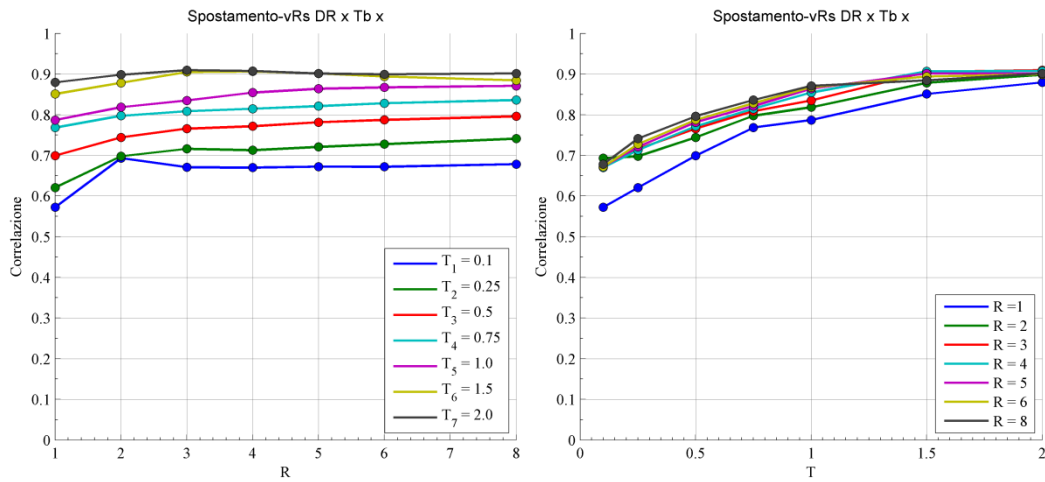
5.48 Correlazione tra spostamento massimo e Pv



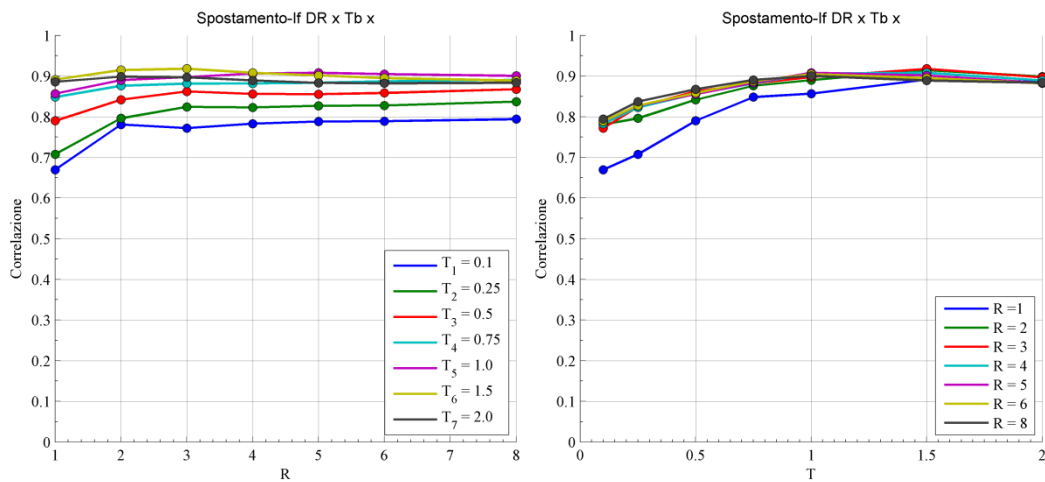
5.49 Correlazione tra spostamento massimo e vsq



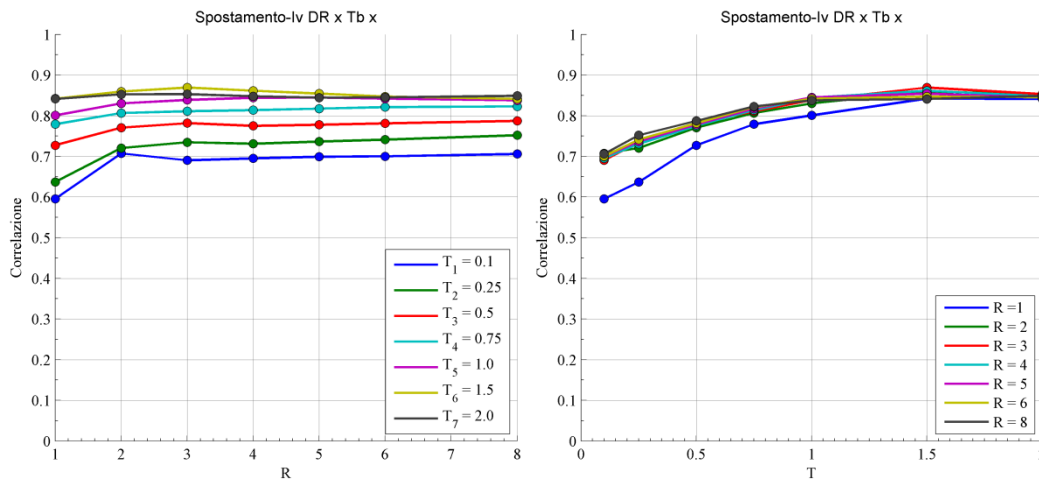
5.50 Correlazione tra spostamento massimo e vrms



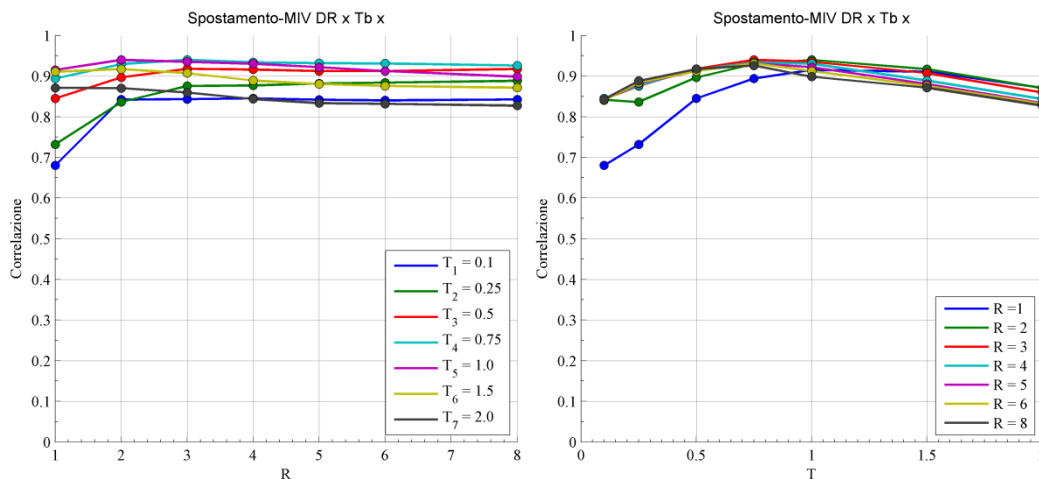
5.51 Correlazione tra spostamento massimo e vrs



5.52 Correlazione tra spostamento massimo e If



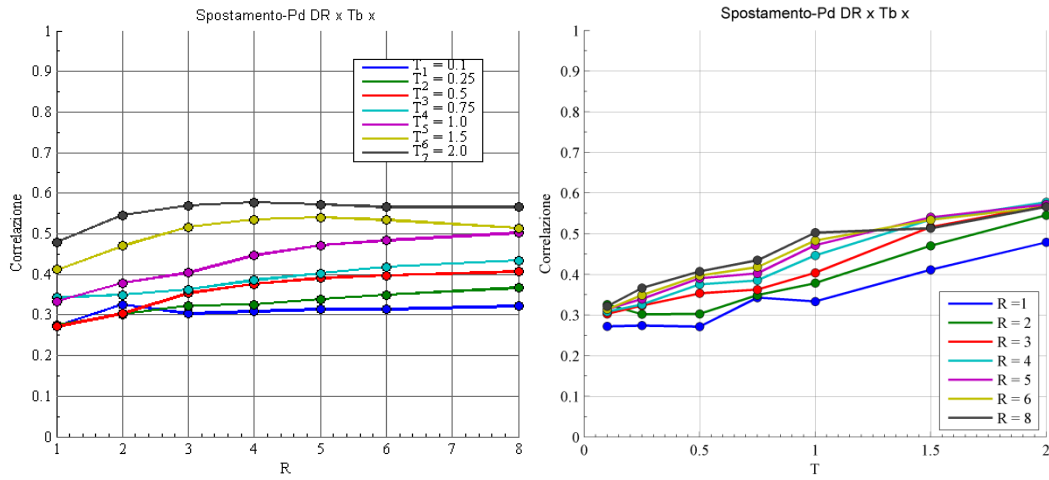
5.53 Correlazione tra spostamento massimo e Iv



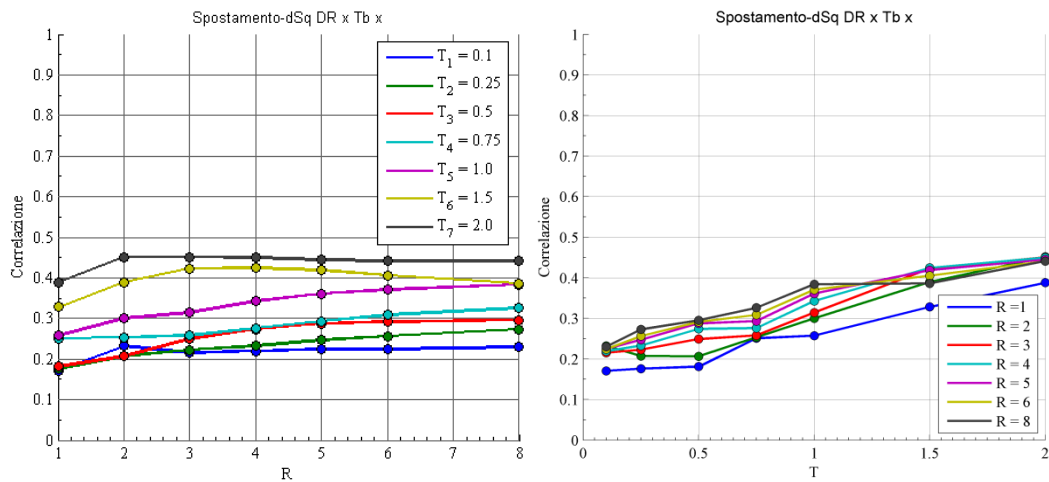
5.54 Correlazione tra spostamento massimo e massima velocità incrementale

5.2.7. Spostamento- misure d'intensità basate sullo spostamento

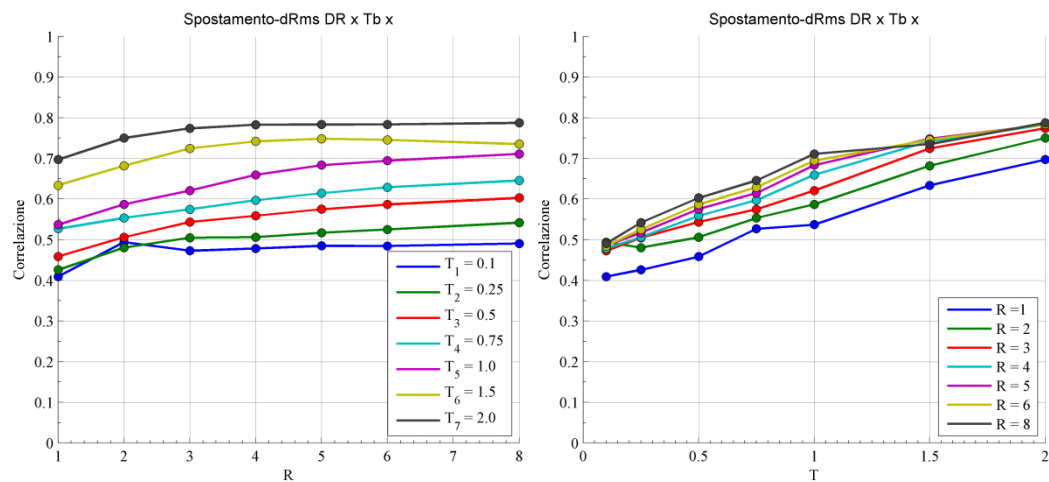
Facendo riferimento alle seguenti figure si vede come la correlazione tra lo spostamento degli oscillatori con quello del terreno aumenti al crescere del periodo proprio, quindi i valori maggiori si presentano per oscillatori con periodi di 1.5 e 2 secondi. In generale si ha un aumento dell'indice di correlazione al crescere del livello di inelasticità degli oscillatori, inoltre si nota un'accentuata variabilità di tale indice al variare del periodo proprio. La misura che mostra una più elevata correlazione è la dR_{ms} , infatti si raggiungono valori superiori a 0.7 per i sistemi più flessibili presi in esame.



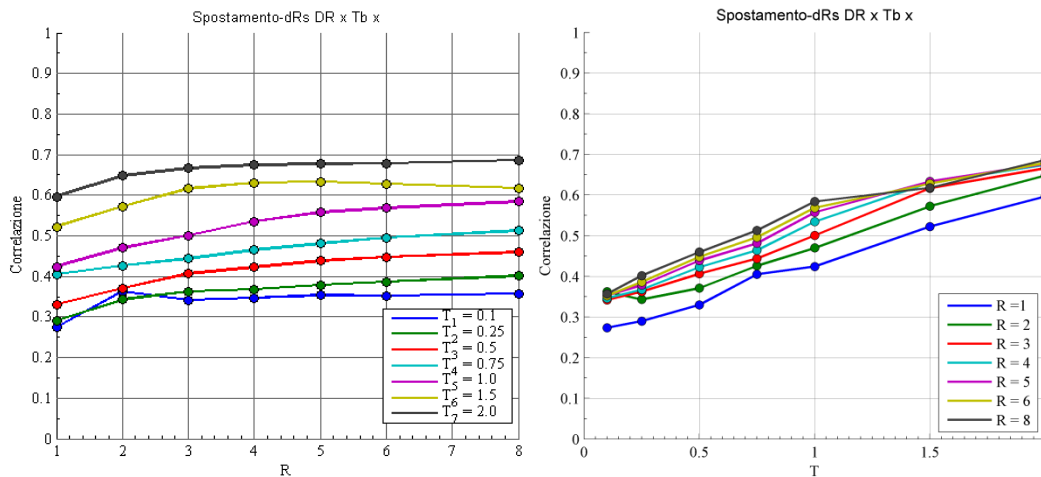
5.55 Correlazione tra spostamento massimo e Pd



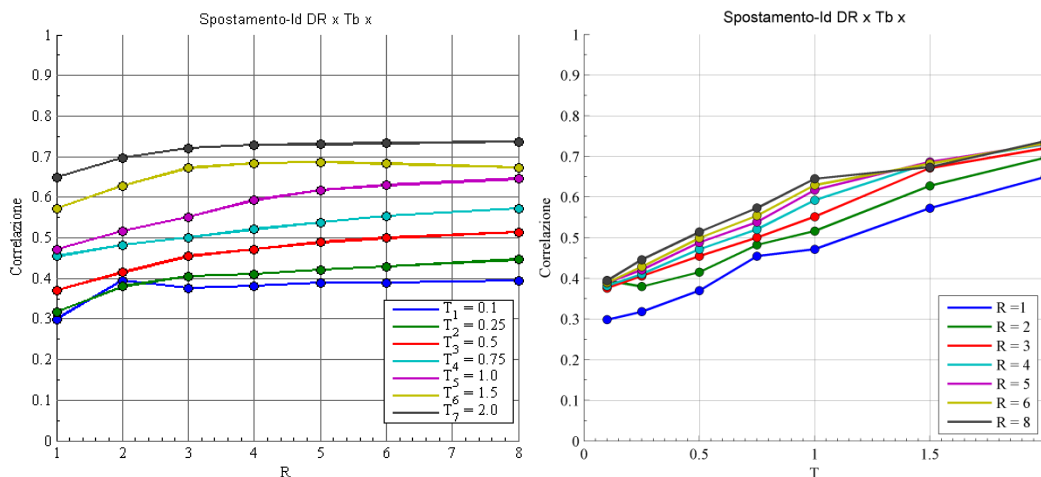
5.56 Correlazione tra spostamento massimo e dSq



5.57 Correlazione tra spostamento massimo e dRms



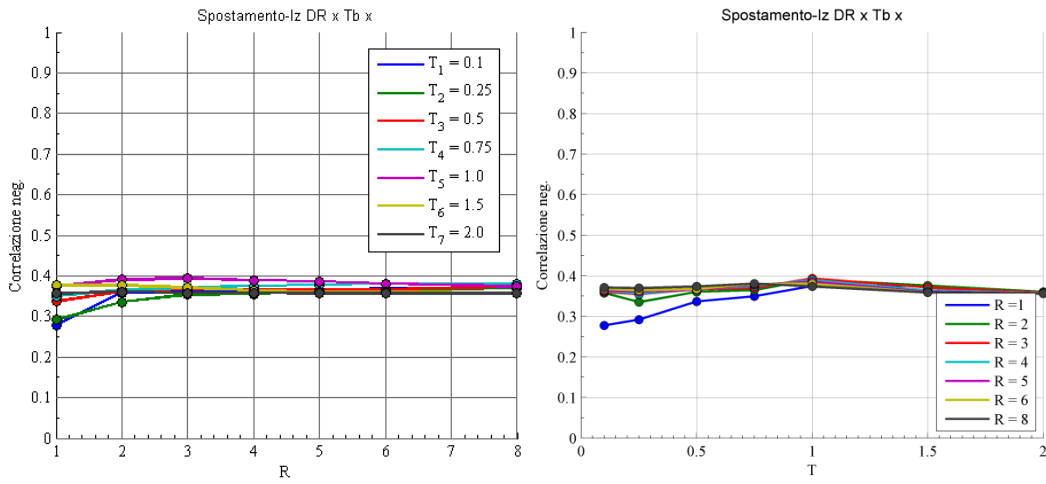
5.58 Correlazione tra spostamento massimo e dRs



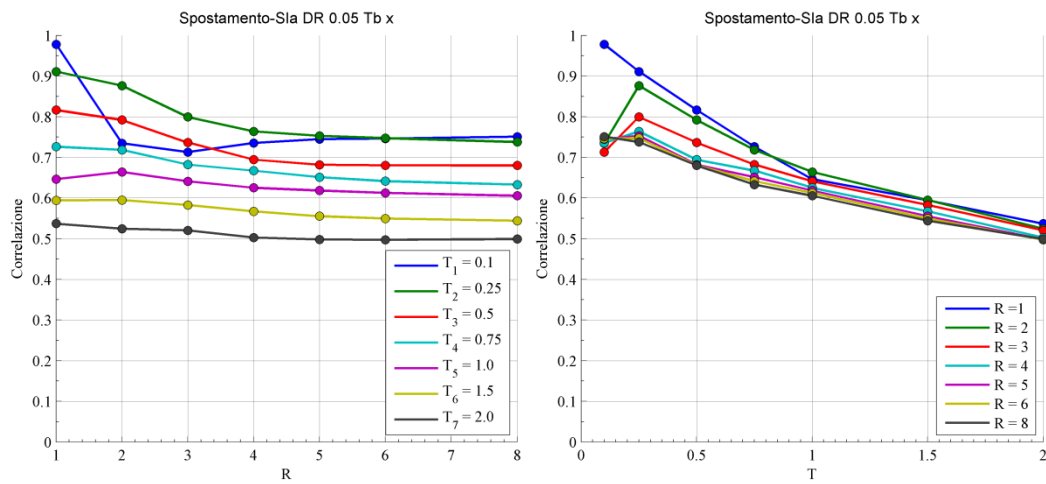
5.59 Correlazione tra spostamento massimo e Id

5.2.8. Spostamento- misure d'intensità ibride

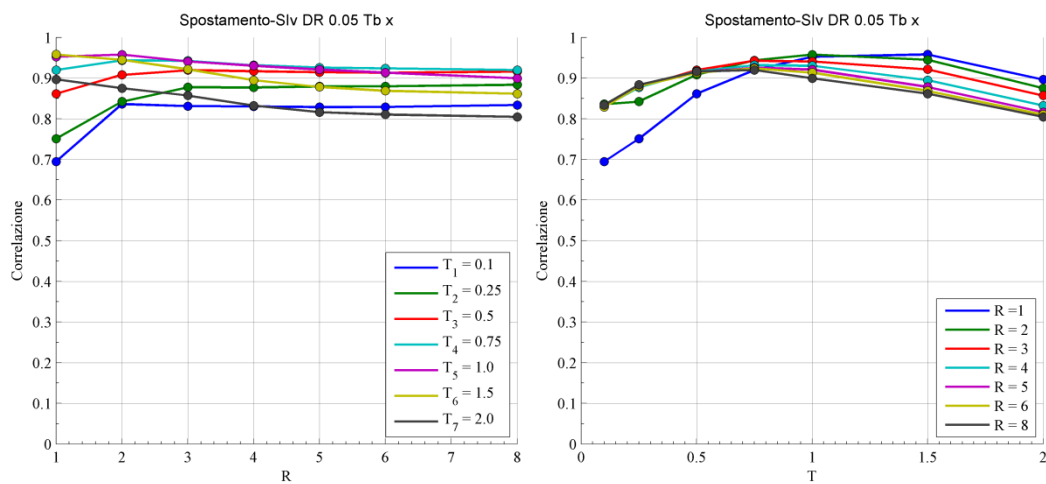
Per la misura di Cosenza e Manfredi (I_z), la correlazione risulta essere particolarmente bassa, indistintamente dal periodo degli oscillatori che dal valore del fattore di riduzione R . Per quanto concerne la S_{Ia} , si nota una maggiore correlazione per periodi bassi, con un andamento del tutto simile alle misure spettrali in termini di accelerazione a periodi di 0.1 secondi, invece la S_{Iv} mostra una maggiore correlazione per periodi che vanno da 0.5 a 1.5 secondi e con un andamento, al cambiare del periodo e del fattore R , simile alle misure calcolate con riferimento alla velocità del terreno.



5.60 Correlazione tra spostamento massimo e Iz



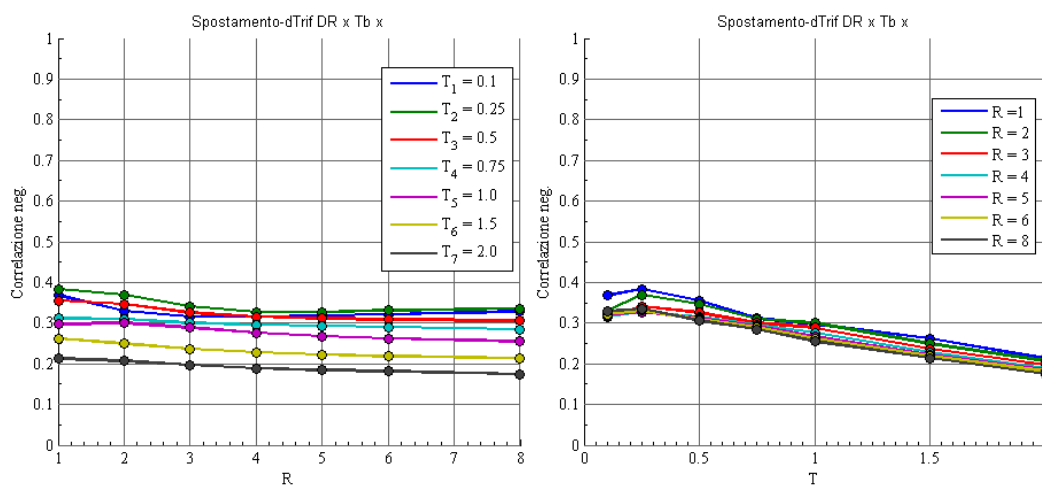
5.61 Correlazione tra spostamento massimo e SIa



5.62 Correlazione tra spostamento massimo e SIv

5.2.9. *Spostamento- dTrif*

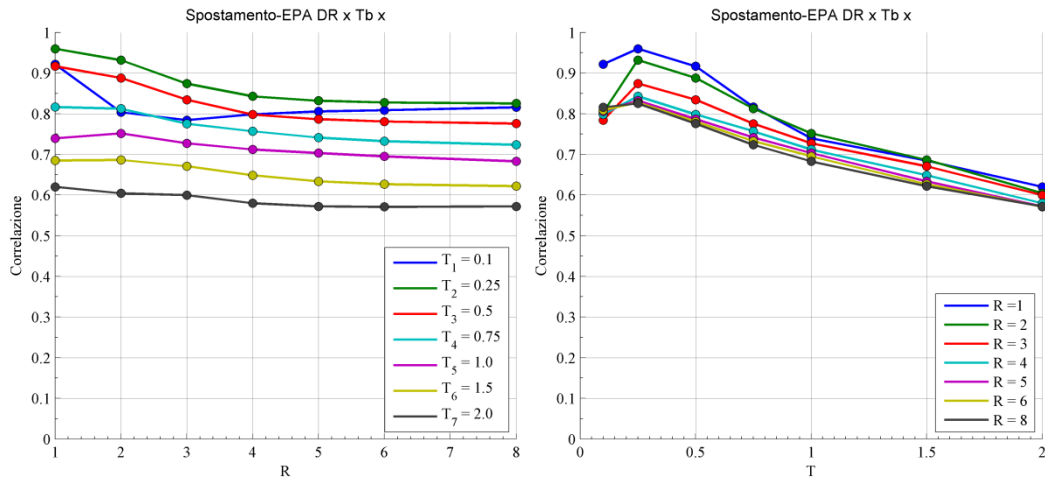
La correlazione tra lo spostamento massimo degli oscillatori con la durata significativa dell'evento sismico, presenta valori bassi, sia al variare del periodo proprio degli oscillatore che al crescere del loro livello di inelasticità. Si nota tuttavia un decremento della correlazione per sistemi più flessibili, mentre i valori massimi si hanno per oscillatori con periodi di 0.1 e 0.25 secondi. Infine all'aumentare del fattore di riduzione della forza elastica R si individua una leggera diminuzione dell'indice di correlazione.



5.63 Correlazione tra spostamento massimo e dTrif

5.2.10. *Spostamento- EPA*

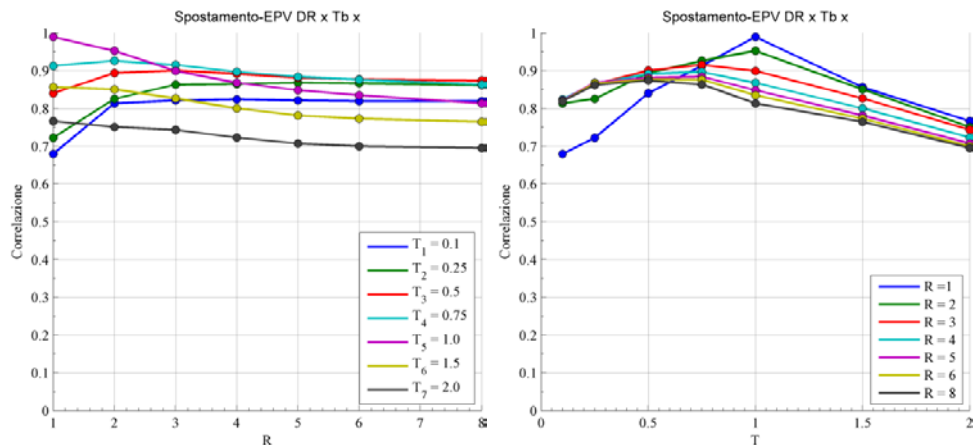
L'andamento della correlazione tra lo spostamento massimo dei sistemi *s dof* e l'accelerazione effettiva di picco (*EPA*), risulta essere simile a quello con l'accelerazione spettrale riferita a 0.25 secondi. Come per tutte le altra misure che si riferiscono ad una grandezza accelerometrica, si nota una correlazione più elevata per oscillatori che rispecchiano i sistemi più rigidi e un abbassamento di essa all'aumentare del periodo proprio. Nei confronti del livello di inelasticità adottato, si osserva una progressiva diminuzione di correlazione al crescere del fattore R, eccezione fatta per il sistema con periodo di 0.1 secondi, il quale mostra un minimo per valori di R pari a 2 e a 3. Infine, per i valori di periodo superiori al secondo, l'andamento della correlazione in funzione di R, risulta più stabile di quanto non lo sia per periodi inferiori.



5.64 Correlazione tra spostamento massimo e EPA

5.2.11. Spostamento- EPV

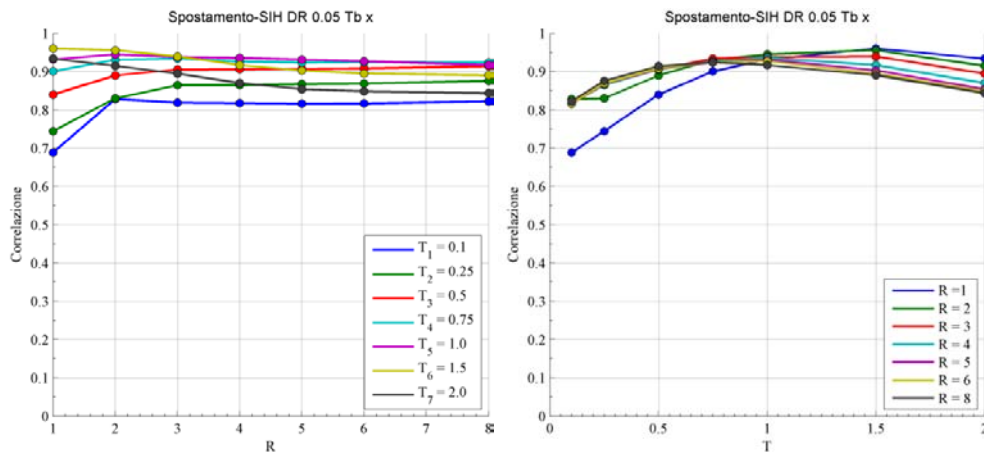
La correlazione tra spostamento massimo e la velocità effettiva di picco (EPV), se si fa riferimento a sistemi elastici o con basso livello di inelasticità, risulta elevata per oscillatori con periodo di 1 secondo. Per i sistemi con periodo proprio superiore al secondo si individua una progressiva diminuzione della correlazione conseguentemente alla crescita di R, mentre per i sistemi più rigidi la tendenza s'inverte. Infine la variazione di correlazione tra oscillatori a periodi diversi è più rilevante nei sistemi a comportamento elastico lineare.



5.65 Correlazione tra spostamento massimo e EPV

5.2.12. Spostamento- SIH

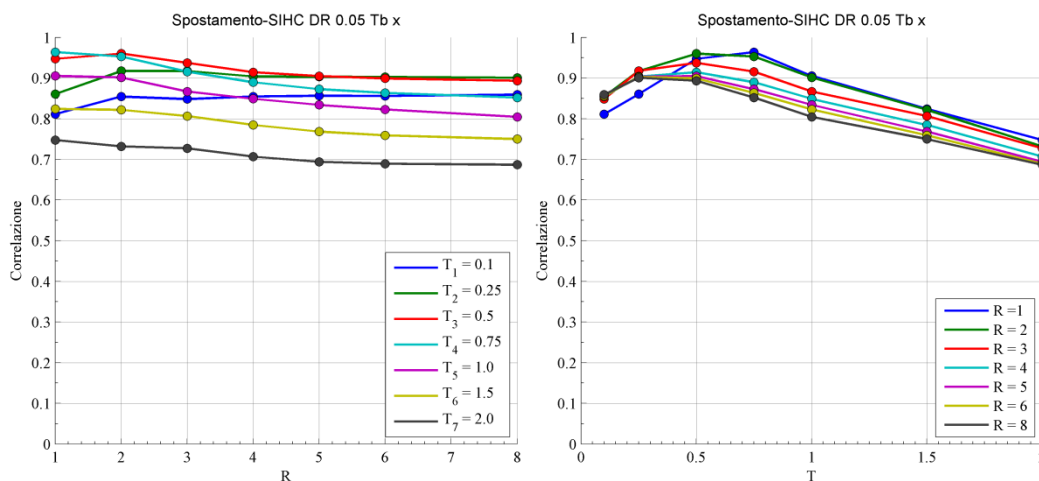
La correlazione tra lo spostamento massimo e intensità spettrale di Housner risulta particolarmente elevata se si prendono in esame oscillatori di periodo pari a 0.75, 1 e 1.5 secondi. La variazione dell'indice di correlazione in funzione del periodo è modesta, ad esclusione del sistema a comportamento elastico, mentre l'oscillatore meno influenzato dal livello d' inelasticità è quello di periodo pari ad 1 secondo.



5.66 Correlazione tra spostamento massimo e SIH

5.2.13. Spostamento- SIHc

La SIHc è una misura molto simile all'intensità spettrale di Housner e la sua correlazione con lo spostamento massimo è particolarmente elevata per oscillatori con periodo di 0.5 e 0.75 secondi e quando il fattore di riduzione della forza elastica R risulta essere inferiore a 3. Al variare di R si nota un comportamento diverso tra i sistemi rigidi e quelli flessibili, infatti per i primi la correlazione tra le due misure tende ad aumentare con il livello di inelasticità, mentre per i secondi accade il contrario, tuttavia con un cambiamento modesto.

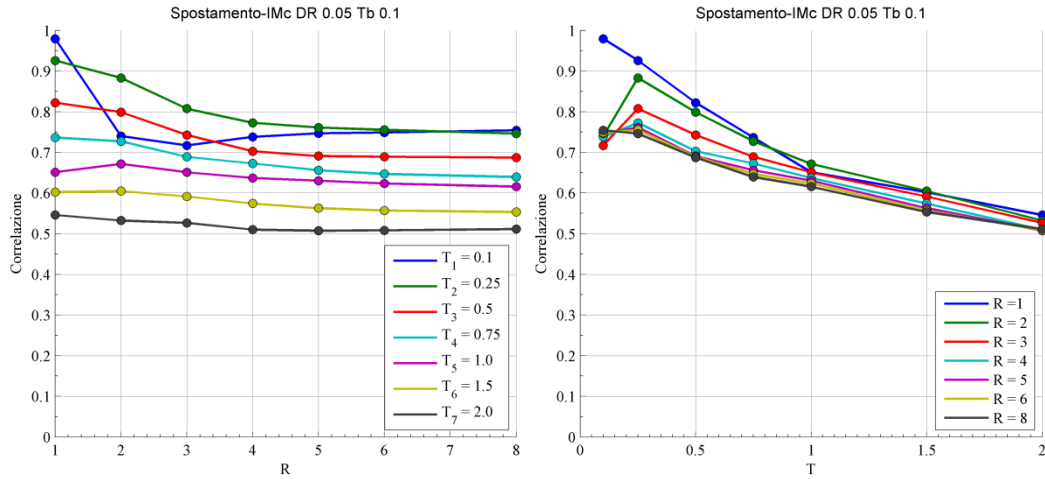


5.67 Correlazione tra spostamento massimo e SIHc

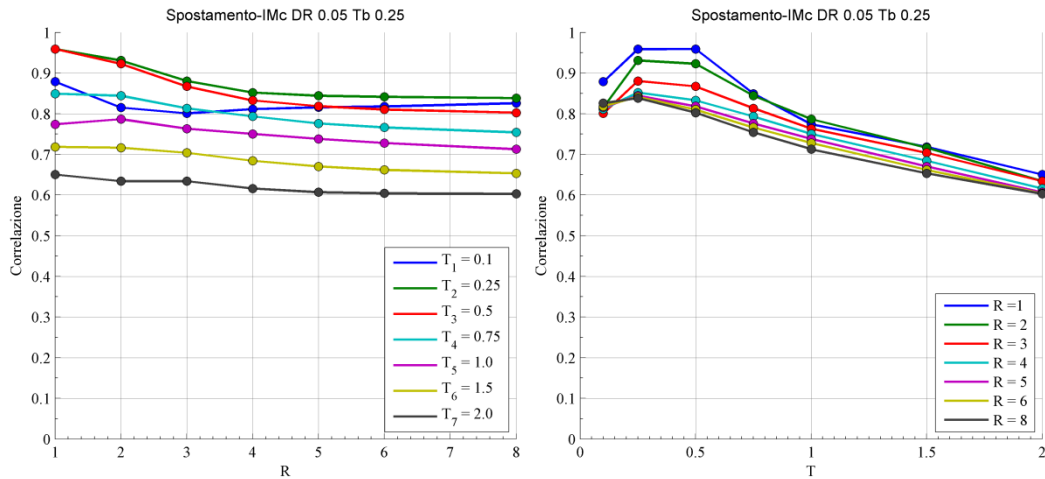
5.2.14. Spostamento- IMc

La misura d'intensità di Cordova mostra in genere una buona correlazione con lo spostamento massimo, soprattutto quando il periodo dell'oscillatore coincide con quello utilizzato per valutare la misura d'intensità. Per periodo bassi della *IMc* si vede come all'aumentare del fattore R la correlazione diminuisca per tutti gli

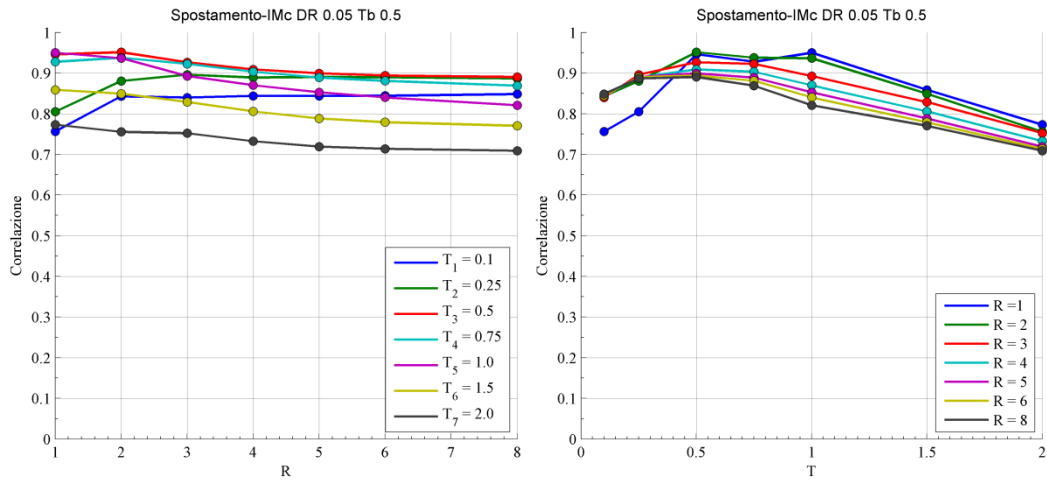
oscillatori, mentre per valori alti si ha una tendenza opposta. Per i sistemi elastici la variazione di correlazione tra oscillatori a periodo diverso è maggiore degli altri, inoltre questa variazione risulta essere minore per la misura d'intensità calcolata per periodi di 0.75 e 1 secondo.



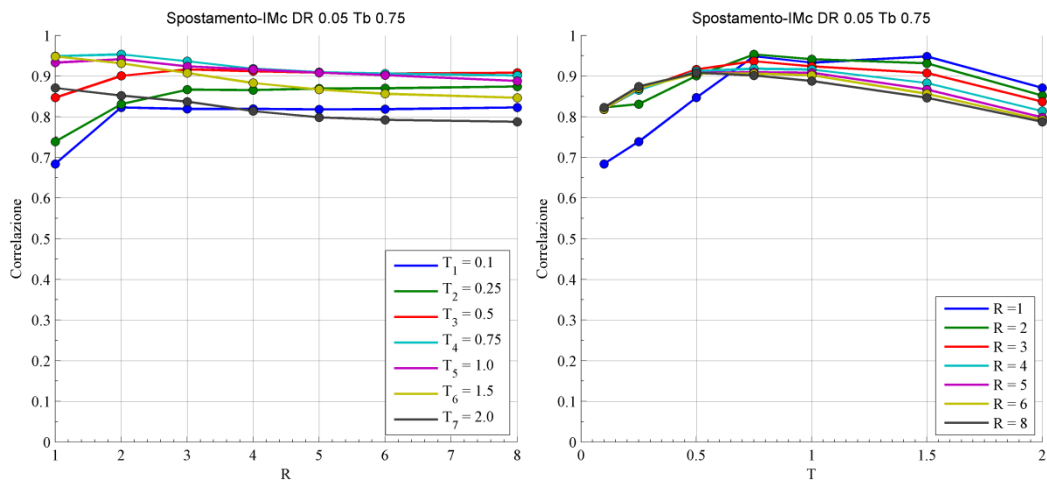
5.68 Correlazione tra spostamento massimo e IMc con $T=0.1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



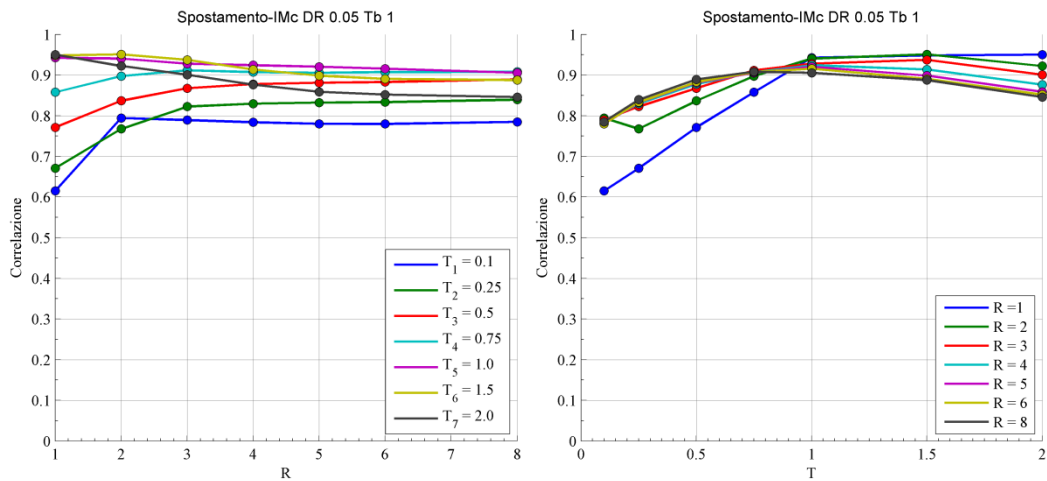
5.69 Correlazione tra spostamento massimo e IMc con $T=0.25s$ in funzione di R per diversi oscillatori



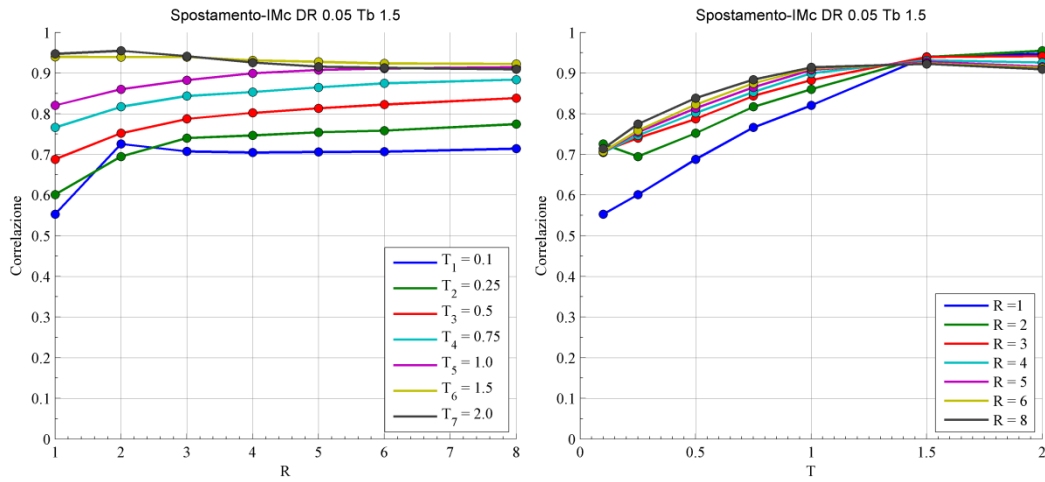
5.70 Correlazione tra spostamento massimo e IMc con $T=0.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



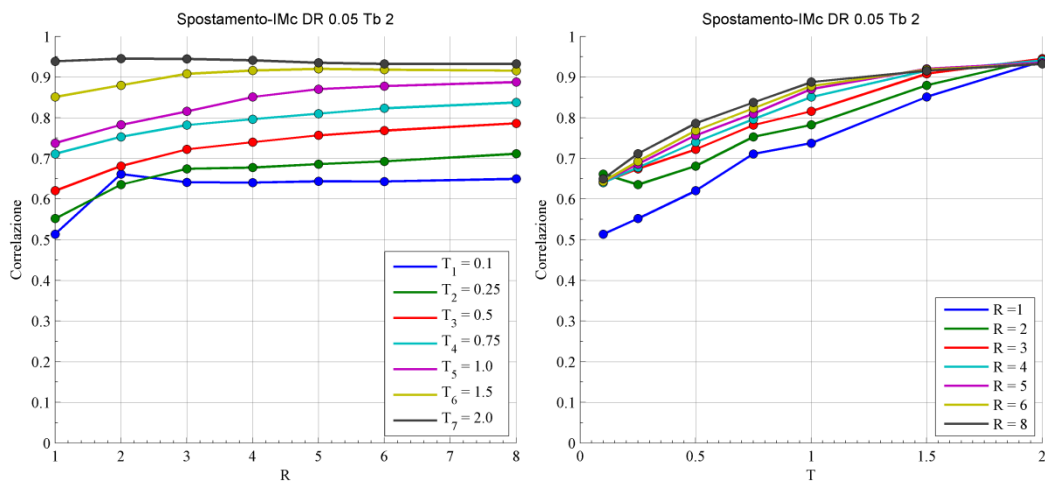
5.71 Correlazione tra spostamento massimo e IMc con $T=0.75s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.72 Correlazione tra spostamento massimo e IMc con $T=1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



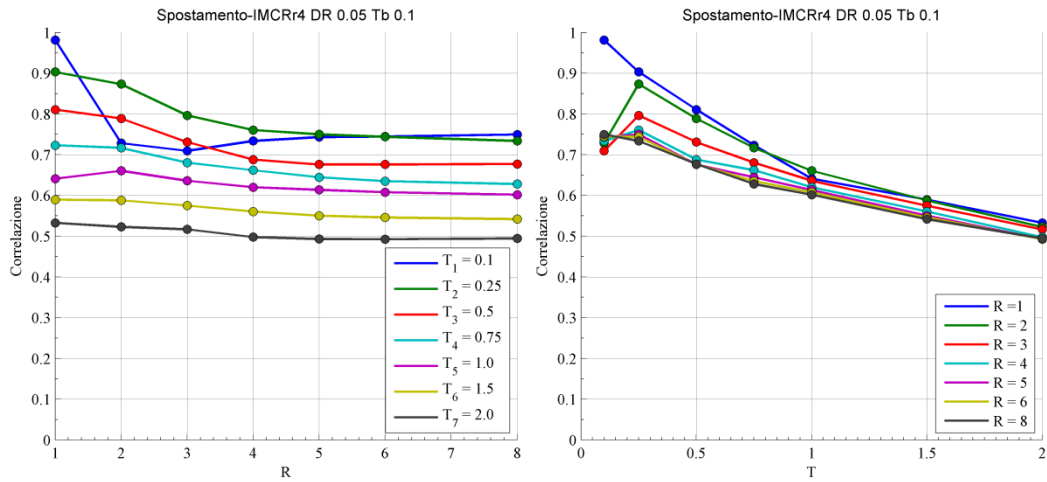
5.73 Correlazione tra spostamento massimo e IMc con $T=1.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



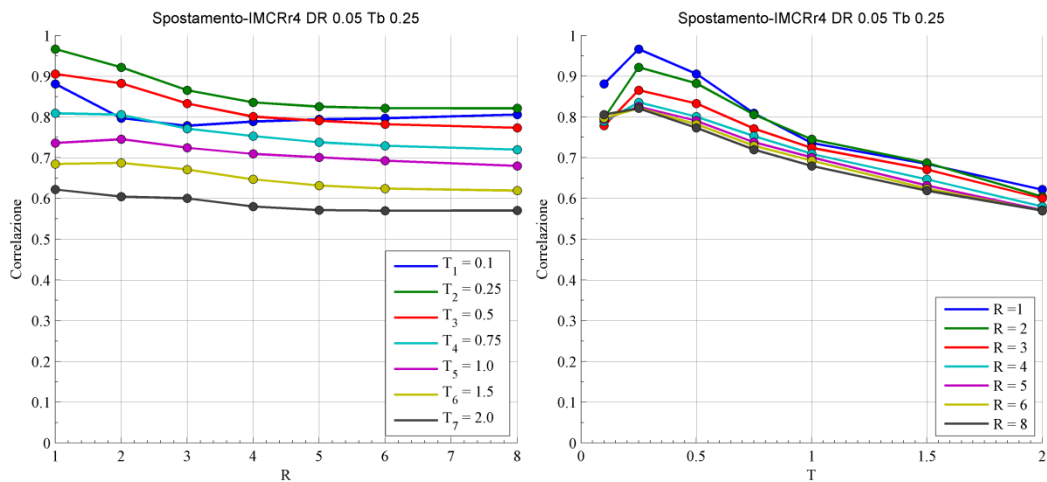
5.74 Correlazione tra spostamento massimo e IMc con $T=2s$ in funzione di R per diversi oscillatori

5.2.15. Spostamento- $IMC Rr4$

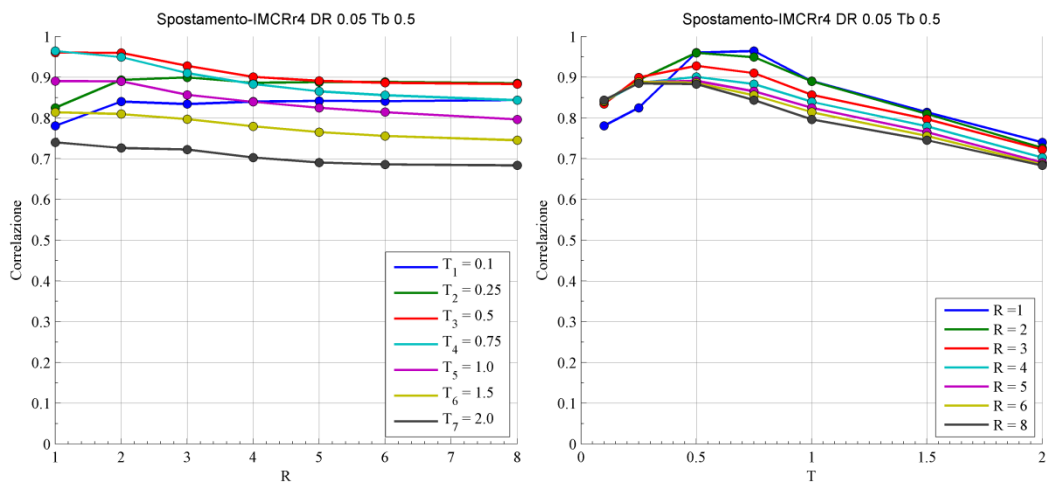
La misura d'intensità proposta da Mehanny si basa sulla definizione di quella di Cordova, ma varia il coefficiente moltiplicativo del periodo fondamentale della struttura. Per quanto è possibile vedere dalle figure seguenti infatti la correlazione è molto simile a quella appena vista per la IMc e risulta essere più alta per l'oscillatore che ha lo stesso periodo con cui è stata valutata la misura d'intensità. Per periodi bassi della misura d'intensità si nota, a differenza della misura di Cordova, una minore correlazione con lo spostamento valutato per gli oscillatori con periodo prossimo a quello della $IMC Rr4$. Per periodi della misura superiori a 0.75 secondi e oscillatore dello stesso periodo, la $IMC Rr4$ presenta una maggiore correlazione rispetto alla IMc , soprattutto in campo elastico e per bassi livelli di inelasticità.



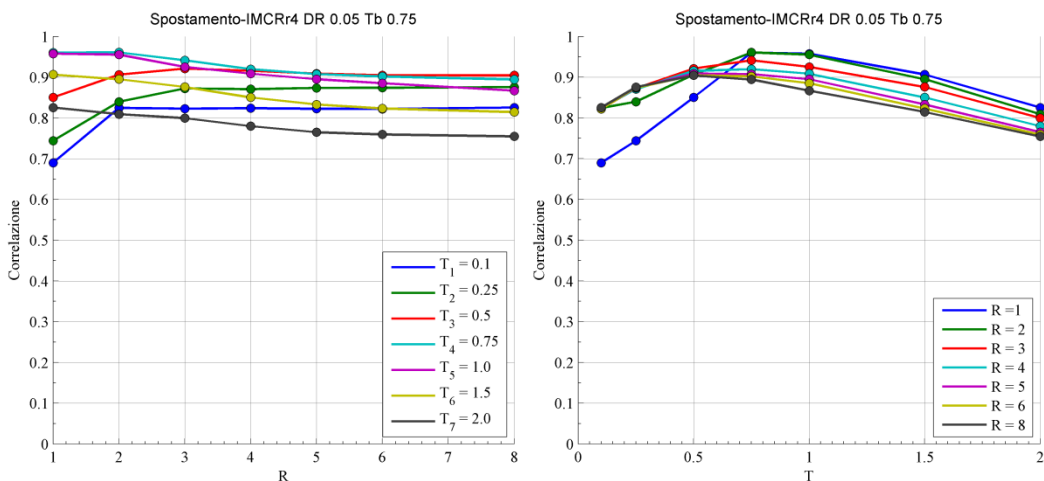
5.75 Correlazione tra spostamento massimo e IMCRr4 con $T=0.1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



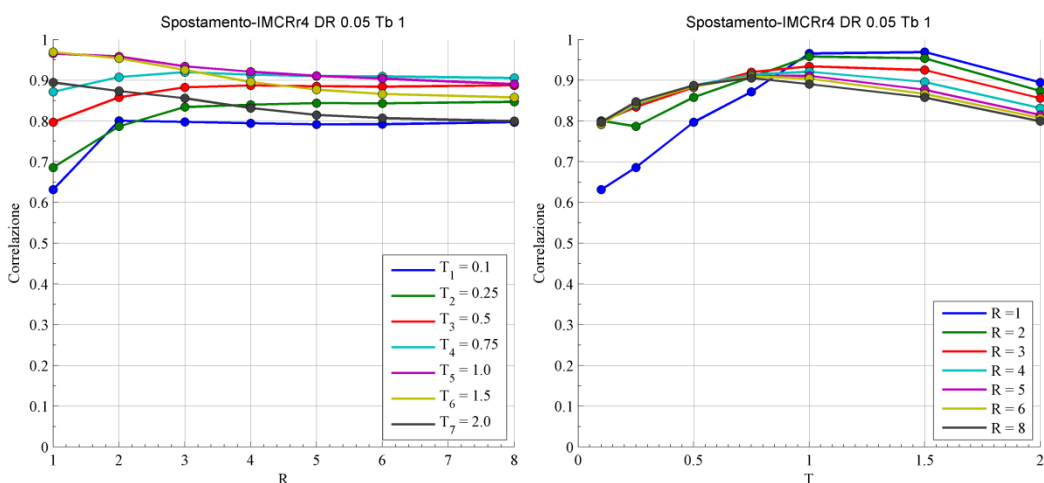
5.76 Correlazione tra spostamento massimo e IMCRr4 con $T=0.25s$ in funzione di R per diversi oscillatori



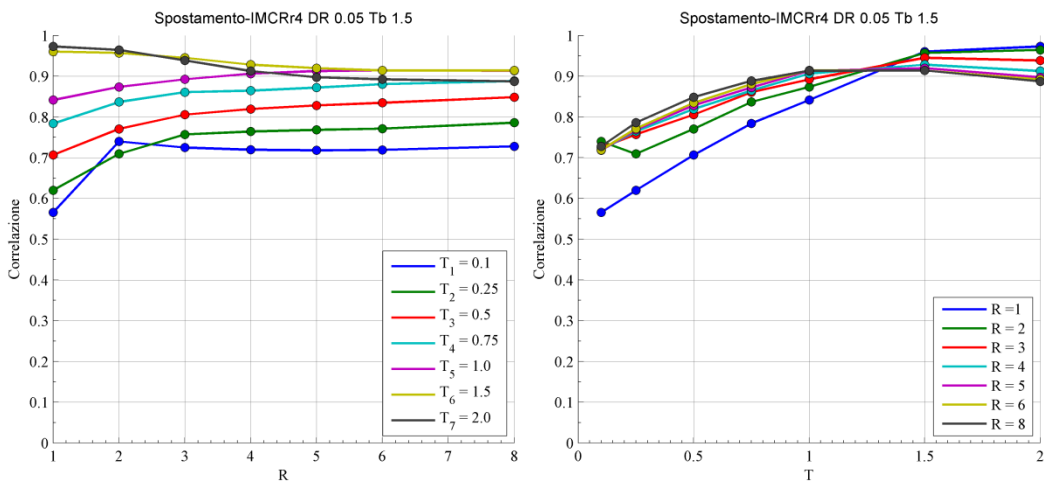
5.77 Correlazione tra spostamento massimo e IMCRr4 con $T=0.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



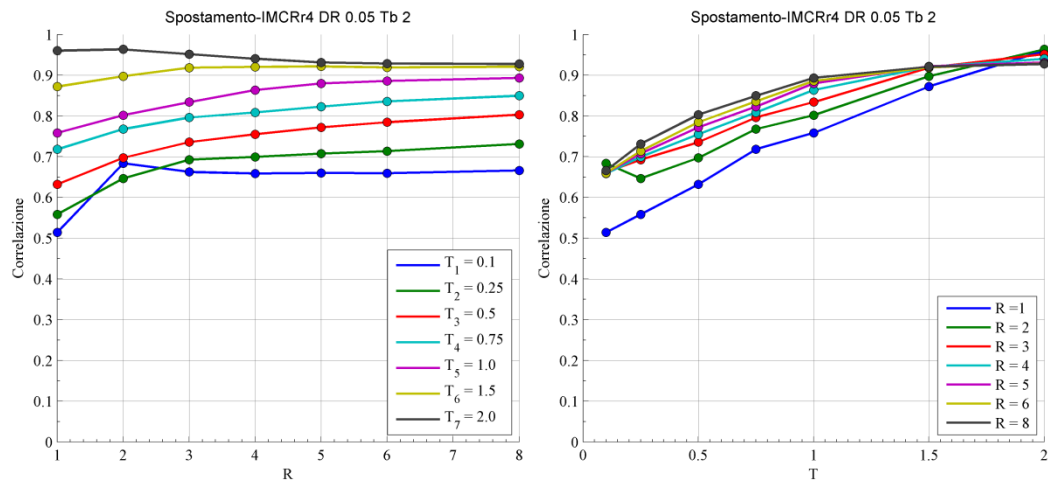
5.78 Correlazione tra spostamento massimo e IMCRr4 con $T=0.75s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.79 Correlazione tra spostamento massimo e IMCRr4 con $T=1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



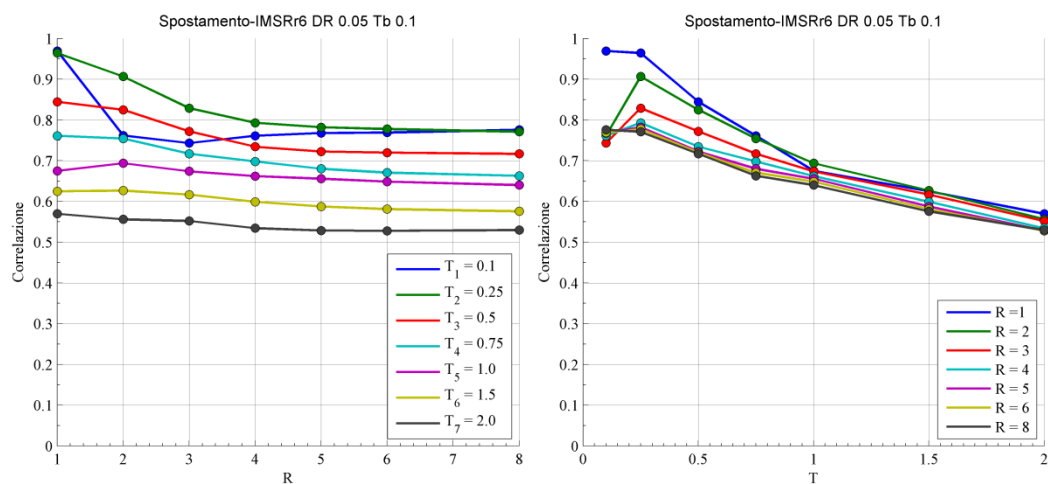
5.80 Correlazione tra spostamento massimo e IMCRr4 con $T=1.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



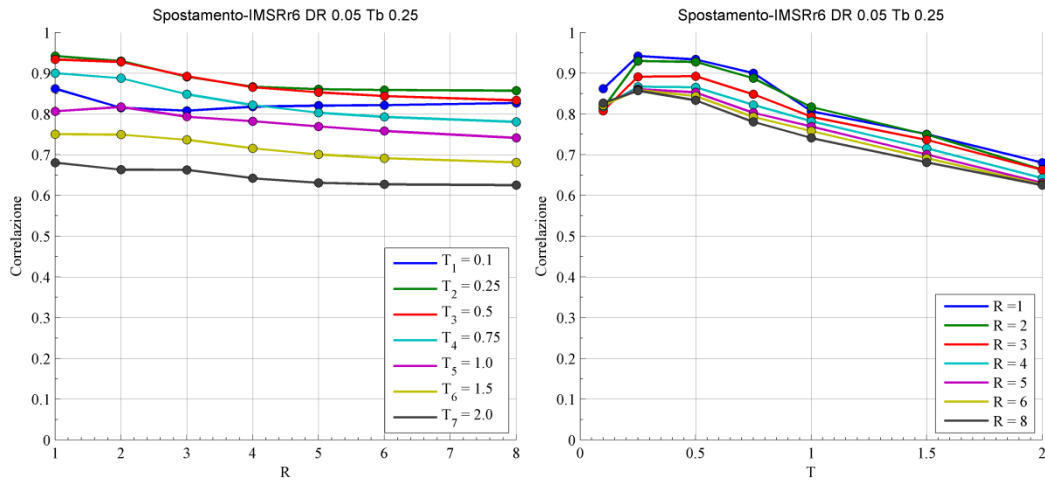
5.81 Correlazione tra spostamento massimo e IMCRr4 con $T=2s$ in funzione di R per diversi oscillatori

5.2.16. Spostamento- IMSRr6

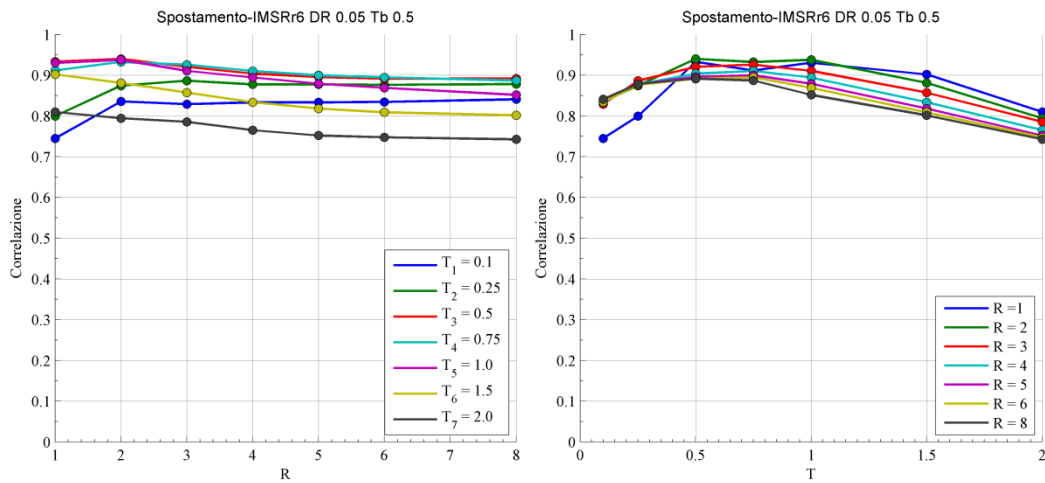
La *IMSRr6* deriva anch'essa da quella di Cordova e quindi è simile alla *IMCRr4*, con l'unica differenza rispetto a quest'ultima che l'accelerazione spettrale, oltre al periodo strutturale, è presa ad un periodo di elongazione superiore e pari a $\sqrt{6}$. Questa misura mostra un andamento simile alla precedente, tuttavia si nota, per periodi della *IMSRr6* compresi tra 0.5 e 1.5 secondi, una minore variazione della correlazione all'aumentare del periodo degli oscillatori inelastici, inoltre per periodi della misura superiori a 0.5 secondi e quando si fa riferimento ad oscillatori con lo stesso valore di periodo della *IMSRr6*, si osserva una maggiore stabilità al variare del fattore di riduzione della forza elastica R.



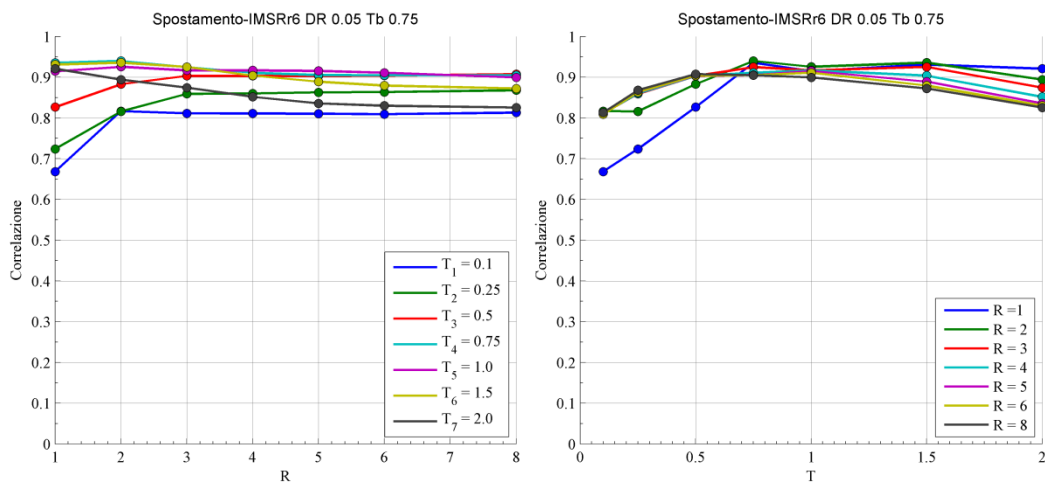
5.82 Correlazione tra spostamento massimo e IMSRr6 con $T=0.1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



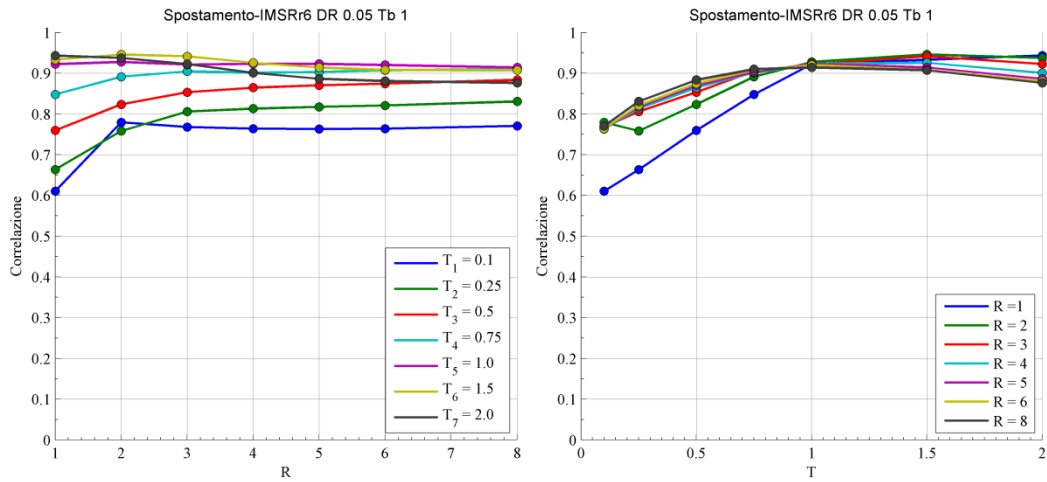
5.83 Correlazione tra spostamento massimo e IMSRr6 con $T=0.25s$ in funzione di R per diversi oscillatori



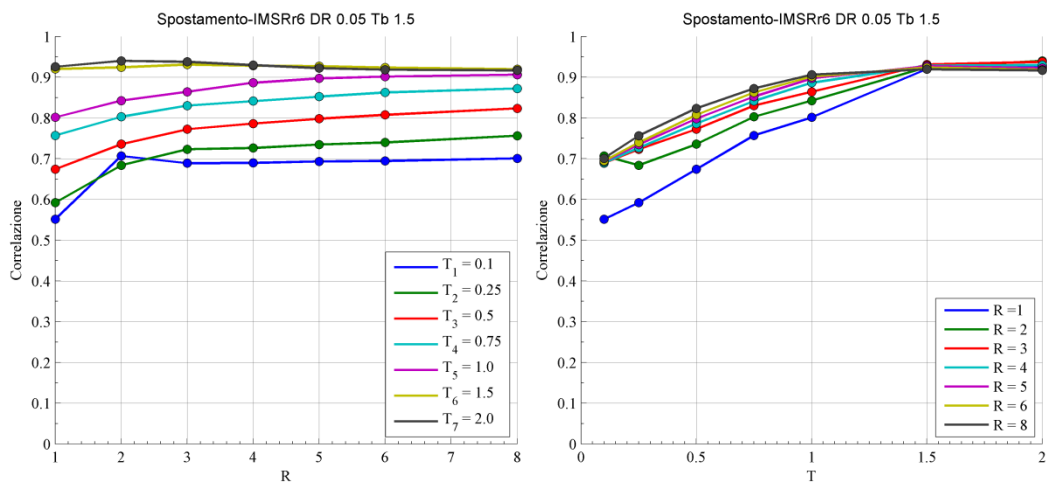
5.84 Correlazione tra spostamento massimo e IMSRr6 con $T=0.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



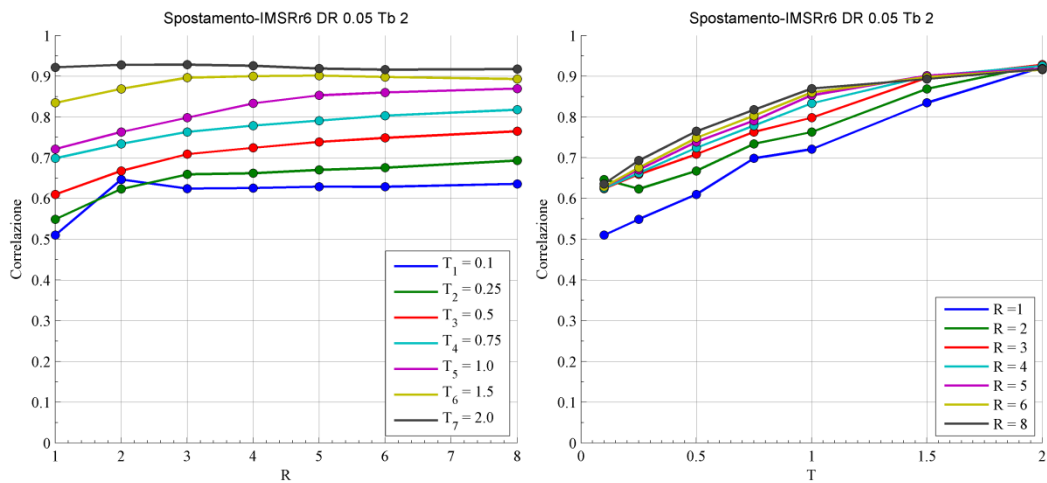
5.85 Correlazione tra spostamento massimo e IMSRr6 con $T=0.75s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.86 Correlazione tra spostamento massimo e IMSRr6 con $T=1$ s in funzione di R per diversi oscillatori



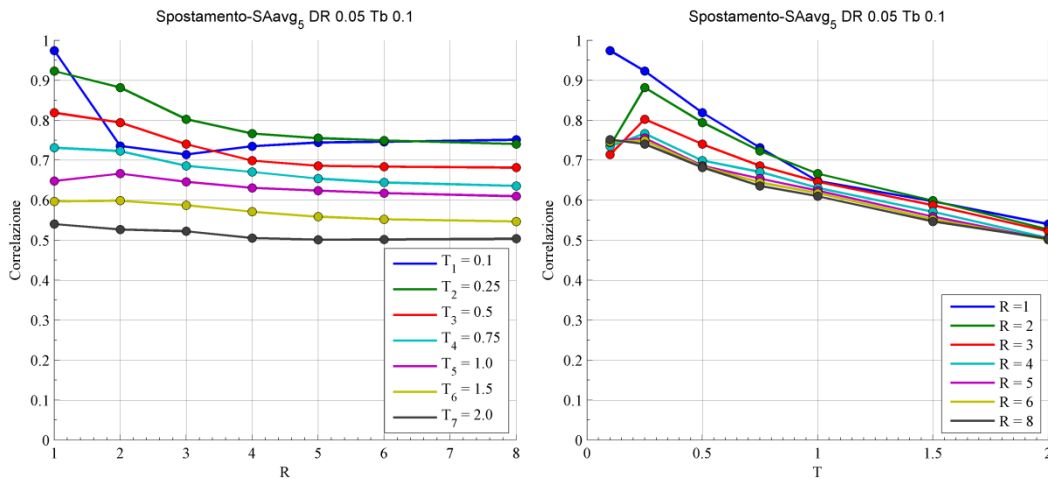
5.87 Correlazione tra spostamento massimo e IMSRr6 con $T=1.5$ s in funzione di R per diversi oscillatori



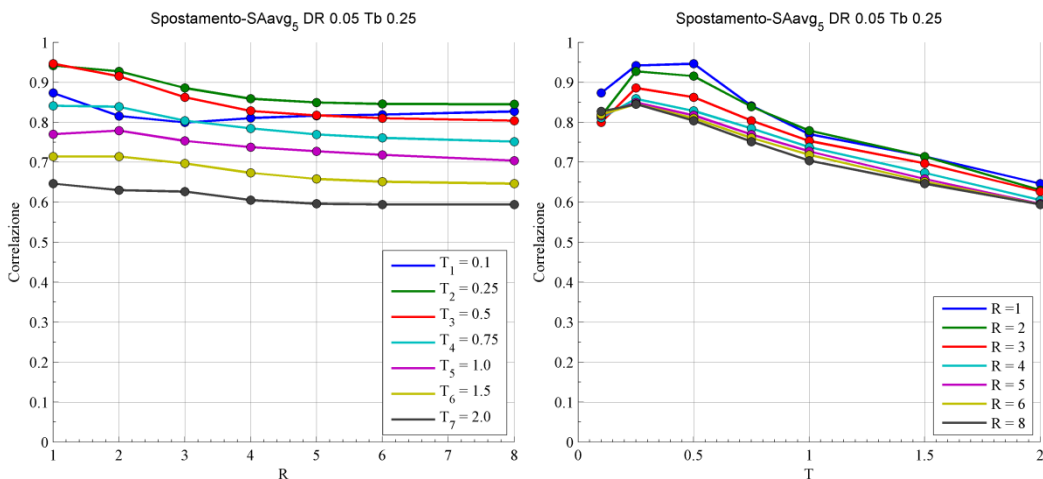
5.88 Correlazione tra spostamento massimo e IMSRr6 con $T=2$ s in funzione di R per diversi oscillatori

5.2.17. *Spostamento- SAavg*

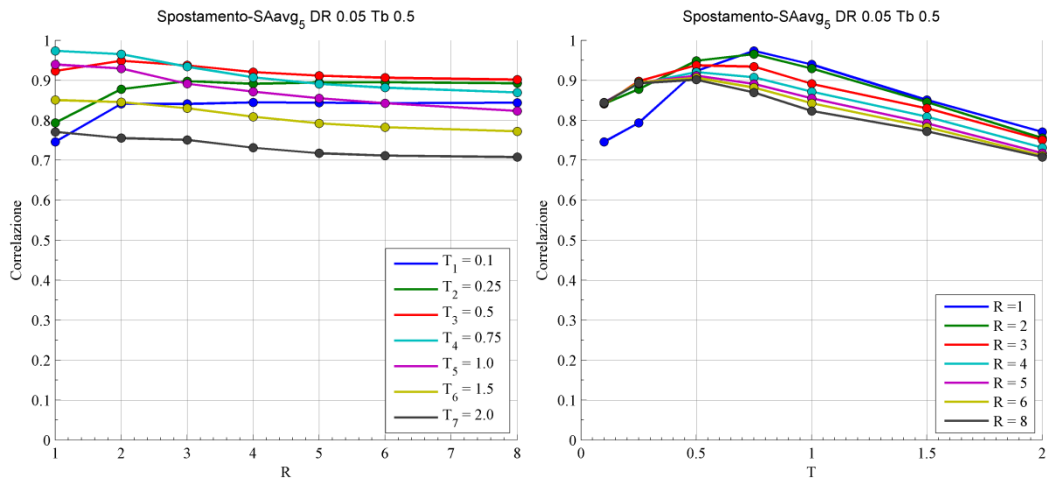
La *SAavg* mostra una correlazione con lo spostamento degli oscillatori, simile alle altre misure basate sull'accelerazione spettrale. Confrontando la *SAavg* con la pseudo accelerazione, si vede come la prima presenti una minore correlazione per gli oscillatori in campo elastico e periodi uguali a quelli con cui è valutata la misura d'intensità, d'altronde per gli altri oscillatori e livelli di inelasticità, si nota un aumento dell'indice di correlazione. Tale misura, raffrontata sempre alla *PSaT(T)*, mostra, per oscillatori con periodi superiori a 0.5 secondi e pari a quelli della *SAavg*, una maggiore stabilità della correlazione al variare del fattore R, di fatto rimane praticamente invariata.



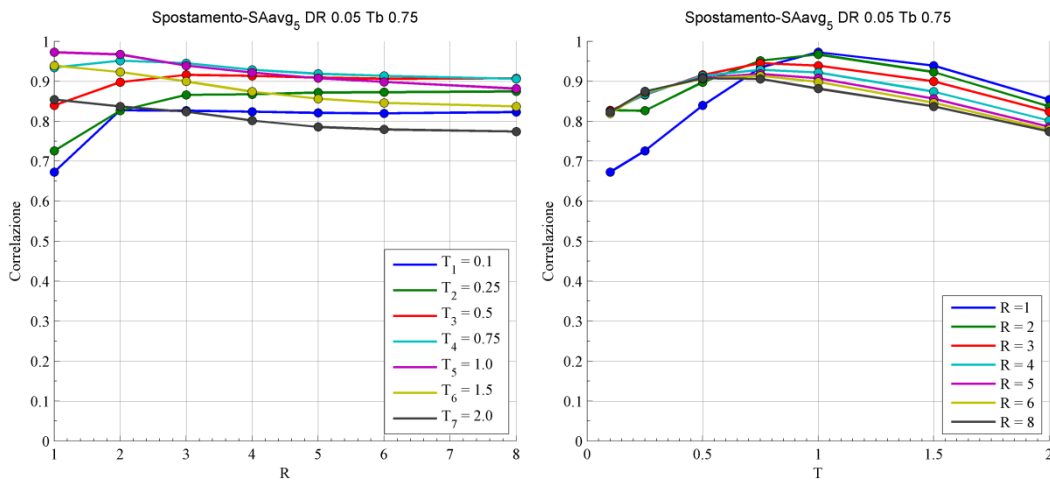
5.89 Correlazione tra spostamento massimo e SAavg con T=0.1s in funzione di R per diversi oscillatori



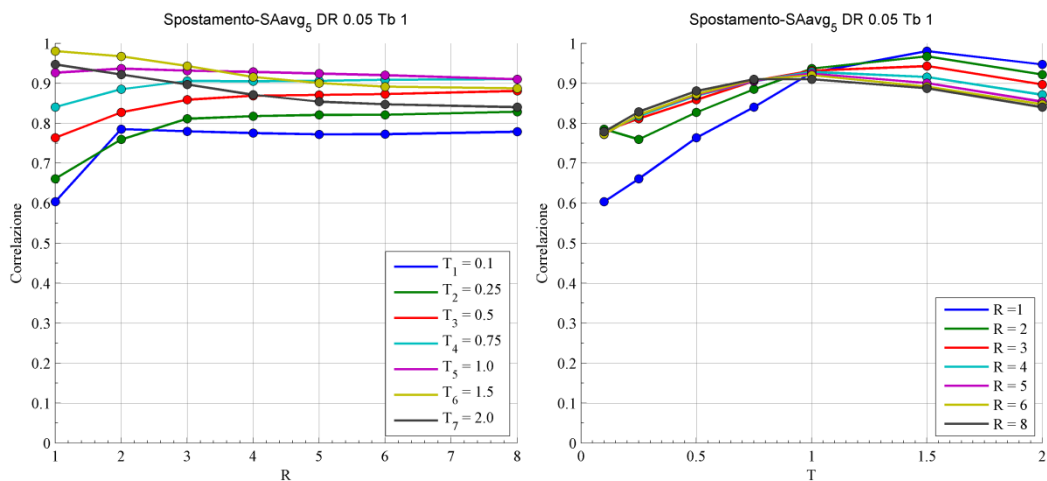
5.90 Correlazione tra spostamento massimo e SAavg con T=0.25s in funzione di R per diversi oscillatori



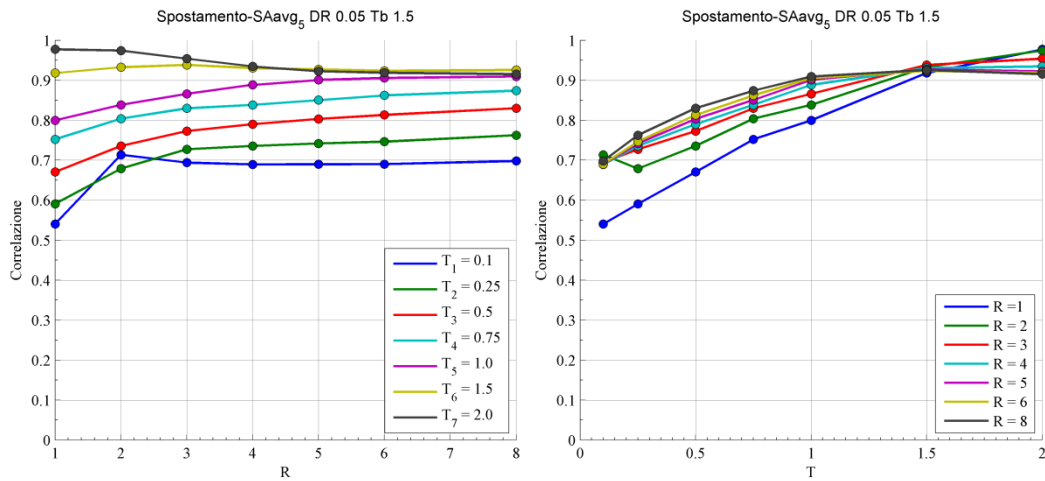
5.91 Correlazione tra spostamento massimo e SAavg con $T=0.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



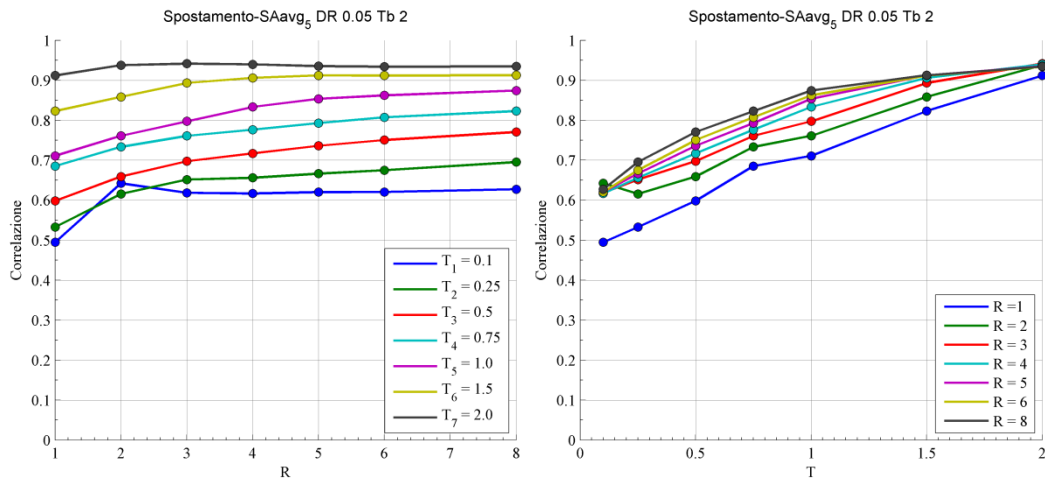
5.92 Correlazione tra spostamento massimo e SAavg con $T=0.75s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.93 Correlazione tra spostamento massimo e SAavg con $T=1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



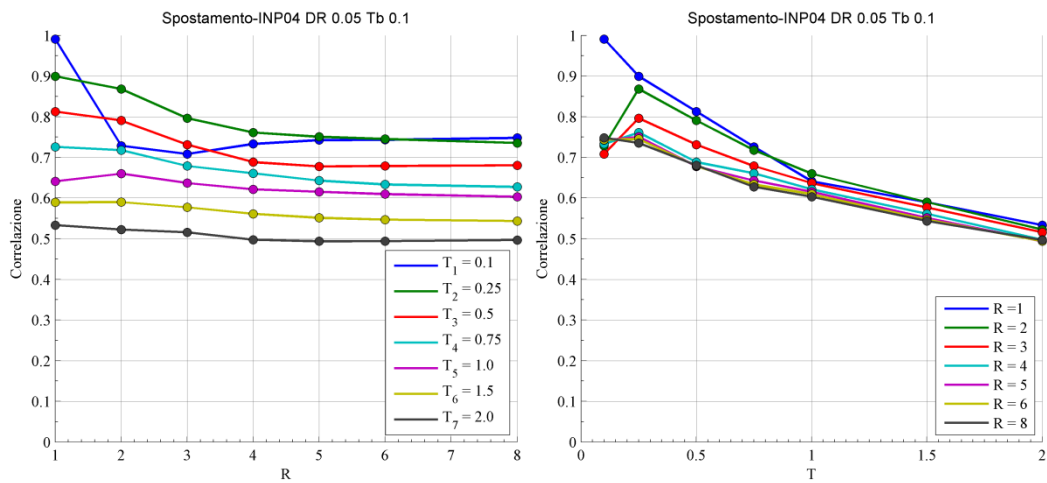
5.94 Correlazione tra spostamento massimo e SAavg con T=1.5s in funzione di R per diversi oscillatori



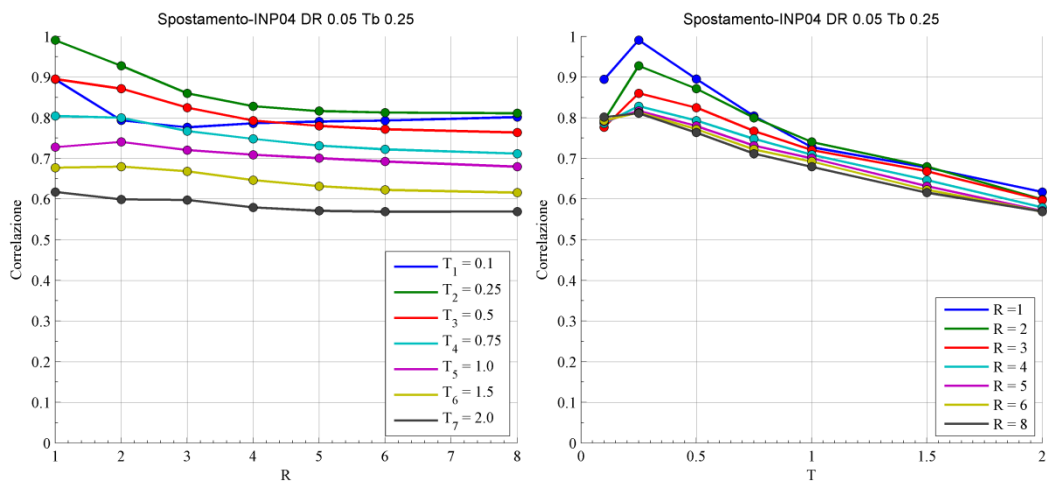
5.95 Correlazione tra spostamento massimo e SAavg con T=0.1s in funzione di R per diversi oscillatori

5.2.18. Spostamento- INP04

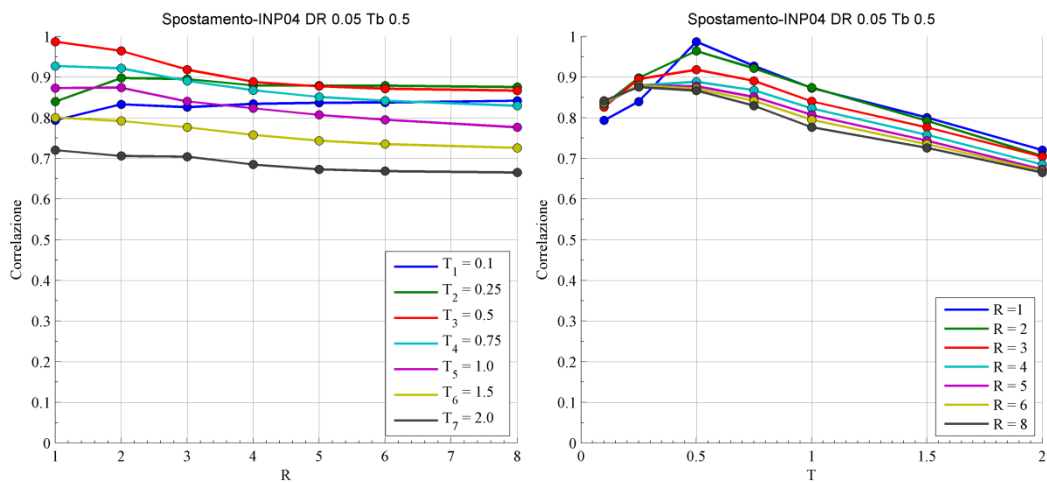
La misura d'intensità proposta da Bojorquez e Iervolino mostra una particolare somiglianza con la pseudo accelerazione spettrale, ma sembra essere migliore di quest'ultima, in quanto la correlazione risulta leggermente superiore sia al variare del periodo degli oscillatori sia del livello di inelasticità.



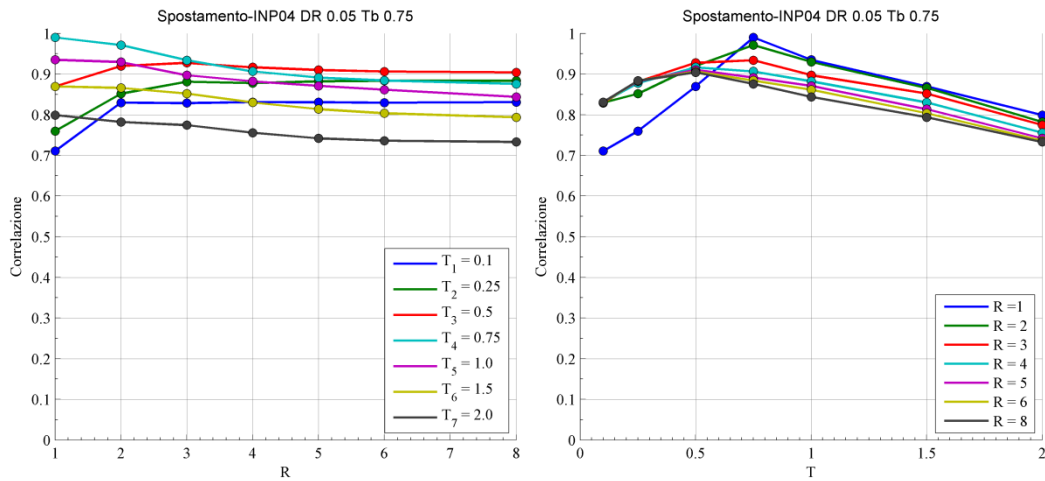
5.96 Correlazione tra spostamento massimo e INP04 con $T=0.1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



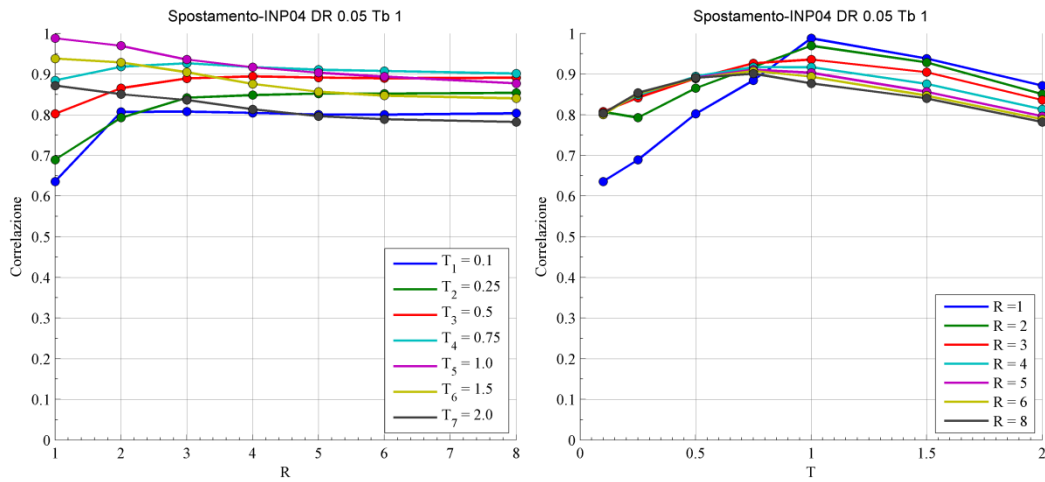
5.97 Correlazione tra spostamento massimo e INP04 con $T=0.25s$ in funzione di R per diversi oscillatori



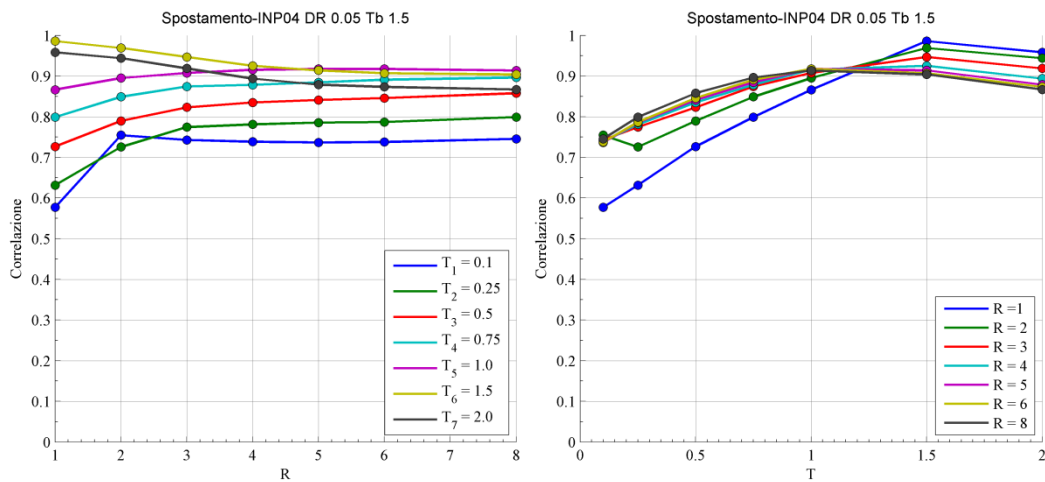
5.98 Correlazione tra spostamento massimo e INP04 con $T=0.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



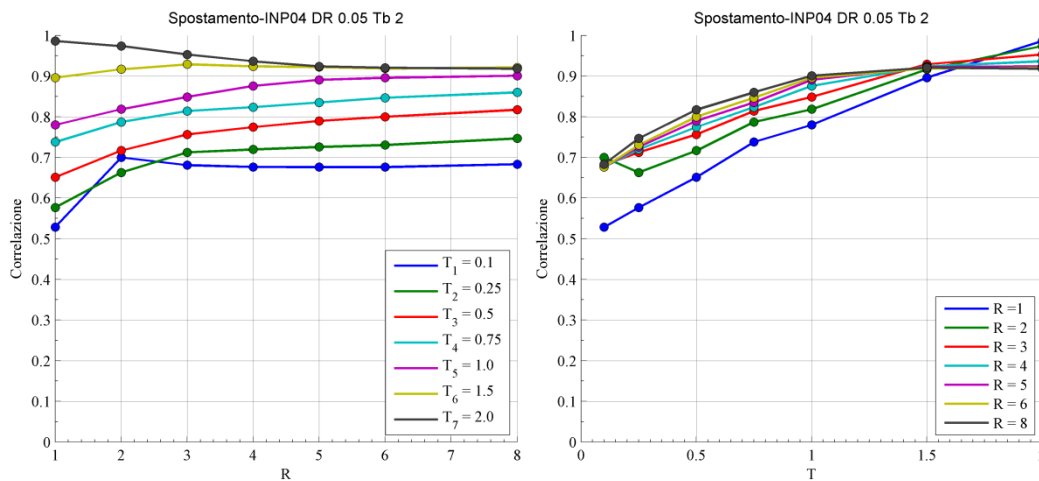
5.99 Correlazione tra spostamento massimo e INP04 con $T=0.75s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.100 Correlazione tra spostamento massimo e INP04 con $T=1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



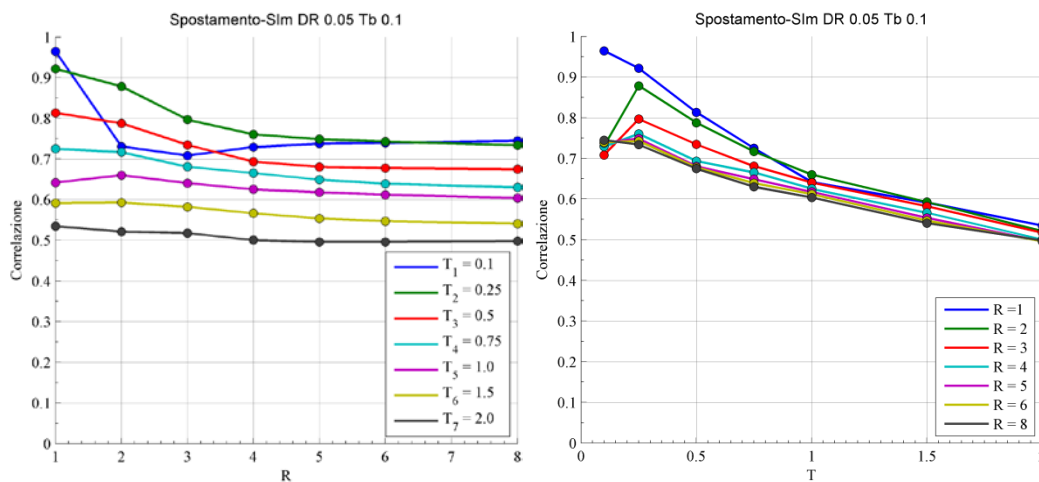
5.101 Correlazione tra spostamento massimo e INP04 con $T=1.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



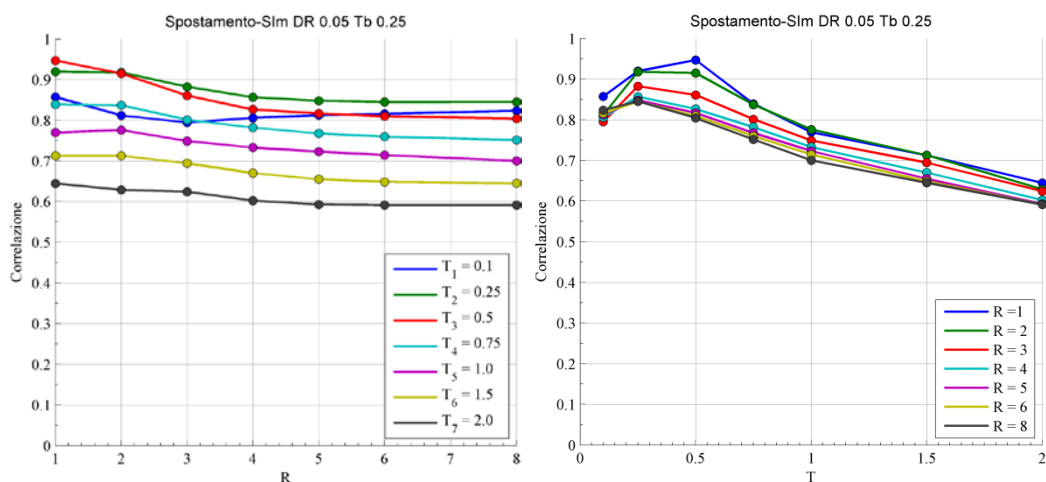
5.102 Correlazione tra spostamento massimo e INP04 con $T=2s$ in funzione di R per diversi oscillatori

5.2.19. Spostamento- *Sim*

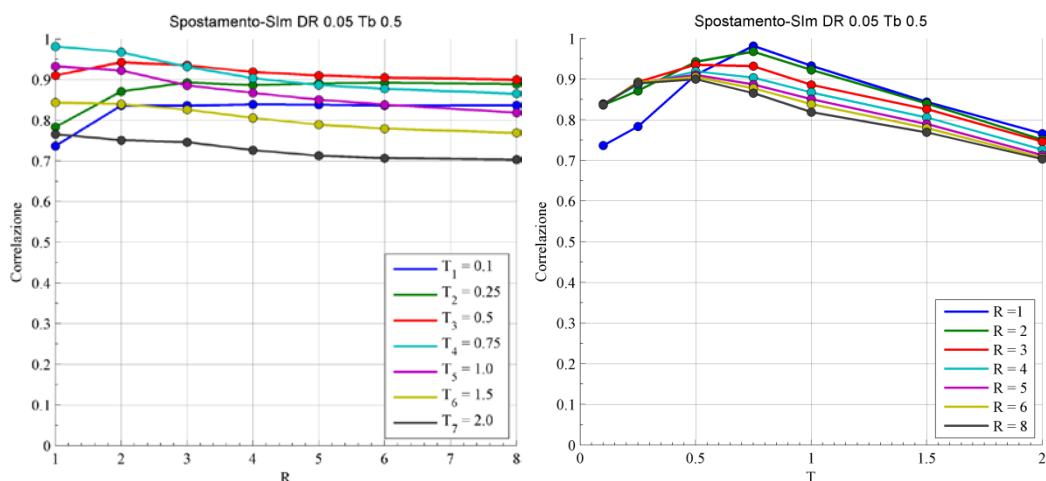
La misura proposta da Matsumara mostra anch'essa un andamento della correlazione con la domanda di spostamento simile alle misure pseudo spettrali. Si nota una particolare similitudine con la *SAavg*, soprattutto quando ci riferiamo a elevati valori del fattore di riduzione delle forze elastiche R, tuttavia per valori modesti di R e in particolare per l'oscillatore a comportamento elastico lineare la *SAavg* presenta, seppur minimamente, una correlazione maggiore della *Sim*. Questa similitudine può essere giustificata dal fatto che gli intervalli delle grandezze spettrali presi di riferimento siano gli stessi per entrambe le misure e dal fatto che sussiste una proporzionalità tra pseudo accelerazione e pseudo velocità spettrale.



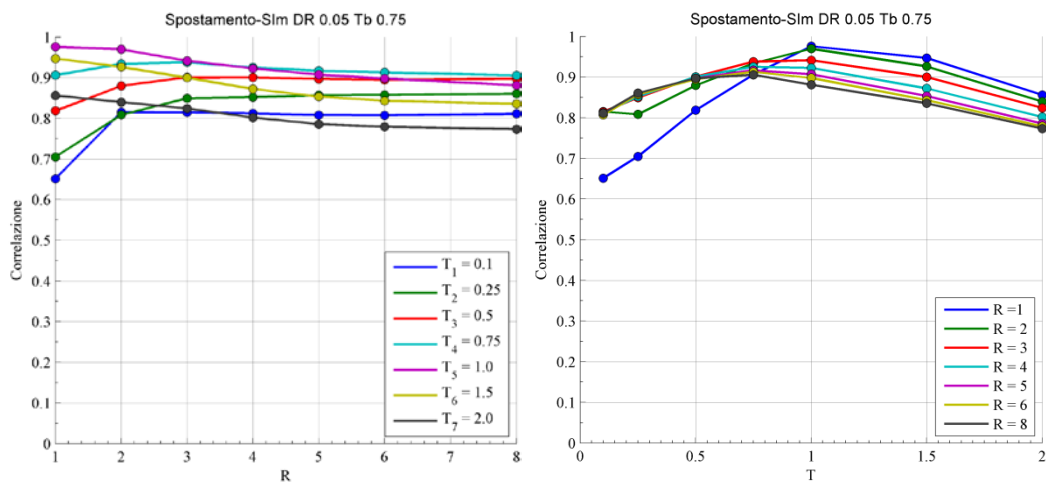
5.103 Correlazione tra spostamento massimo e *Sim* con $T=0.1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



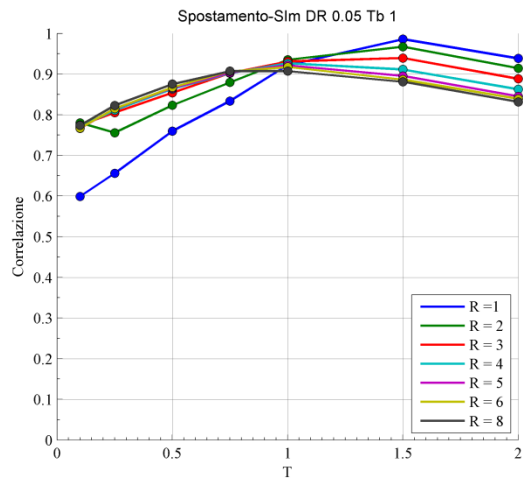
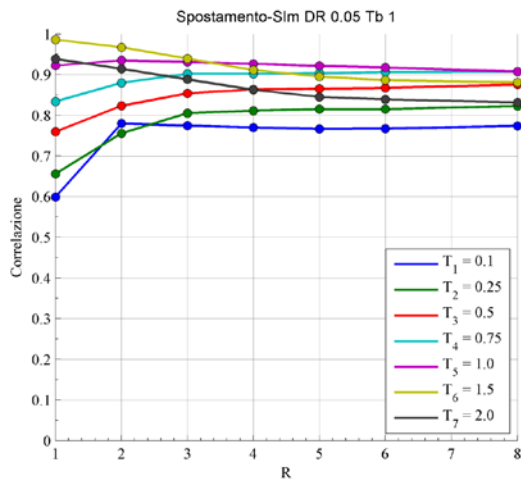
5.104 Correlazione tra spostamento massimo e SIm con $T=0.25s$ in funzione di R per diversi oscillatori



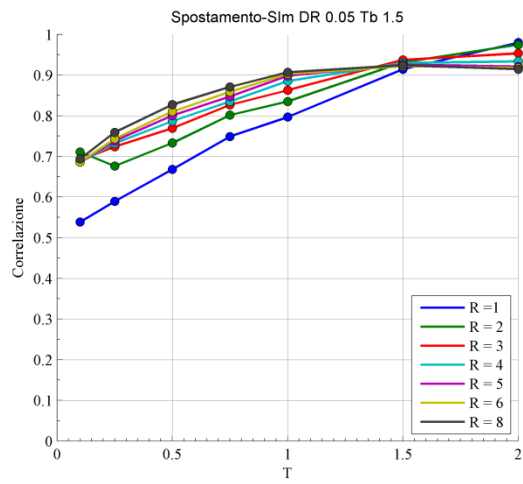
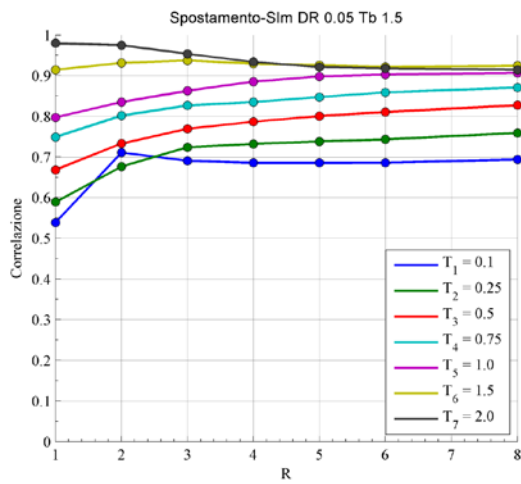
5.105 Correlazione tra spostamento massimo e SIm con $T=0.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



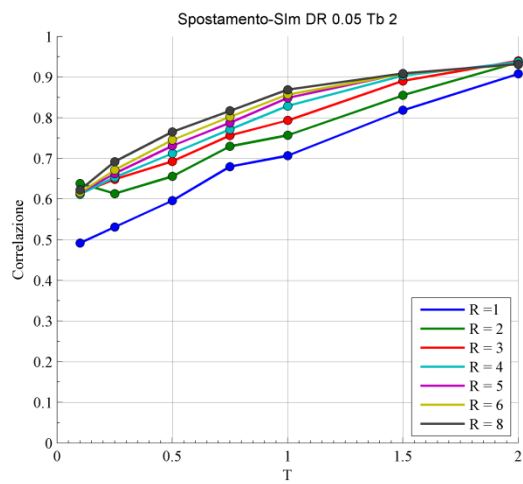
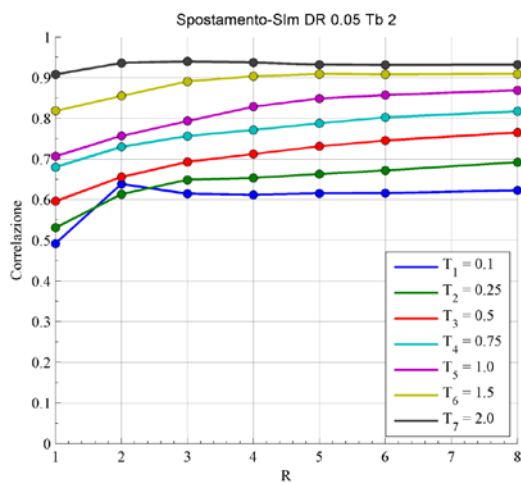
5.106 Correlazione tra spostamento massimo e SIm con $T=0.75s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.107 Correlazione tra spostamento massimo e SIm con T=1s in funzione di R per diversi oscillatori



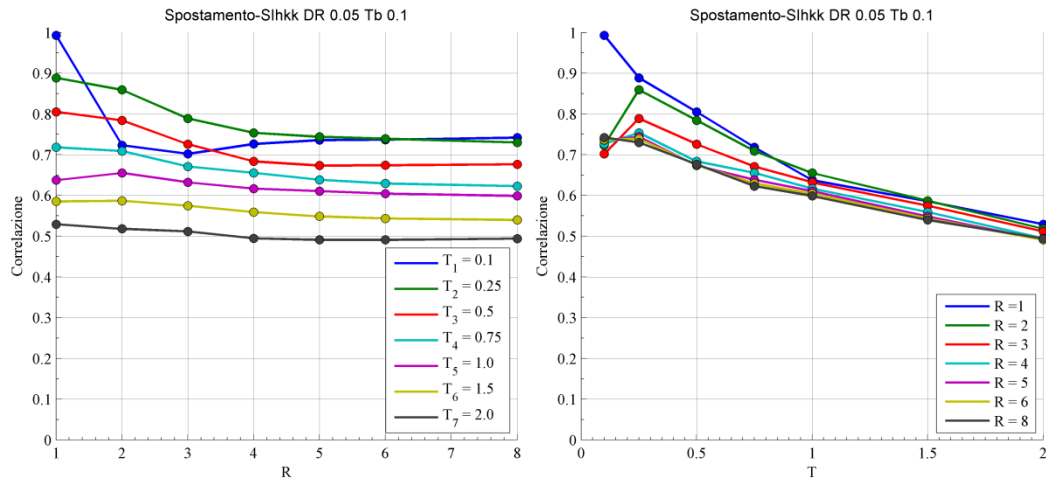
5.108 Correlazione tra spostamento massimo e SIm con T=1.5s in funzione di R per diversi oscillatori



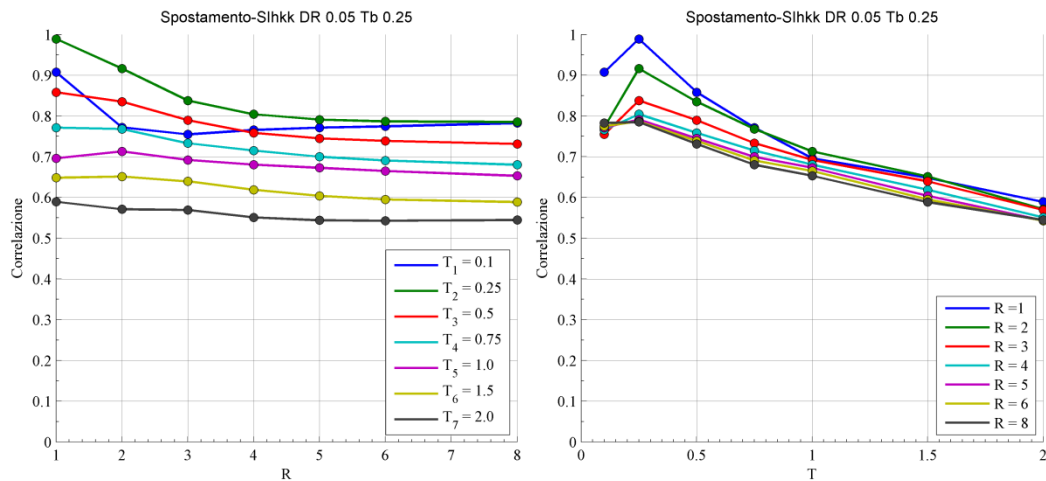
5.109 Correlazione tra spostamento massimo e SIm con T=2s in funzione di R per diversi oscillatori

5.2.20. *Spostamento- SIHkk*

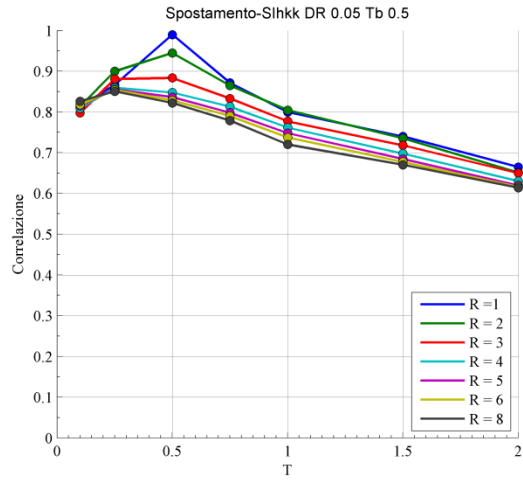
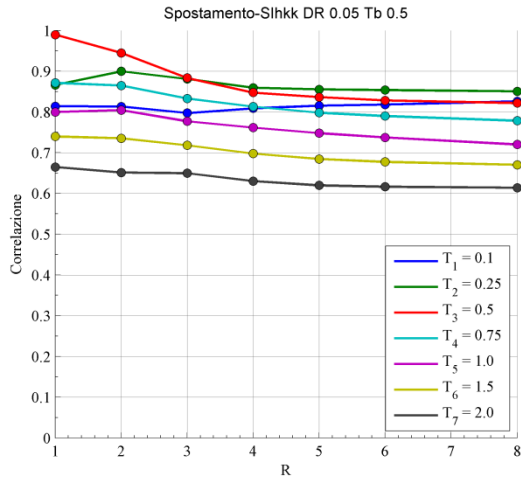
La *SIHkk* è per definizione una misura simile alla *SIIm*, con la differenza che in questo caso l'intervallo dei periodi usati è più piccolo e ristretto a valori di pseudo velocità vicino al periodo proprio dell'oscillatore, inoltre non è mediata con tale periodo. Per questo motivo la *SIIm* ha una correlazione simile alle misure spettrali che si riferiscono a valori puntuali di periodo strutturale.



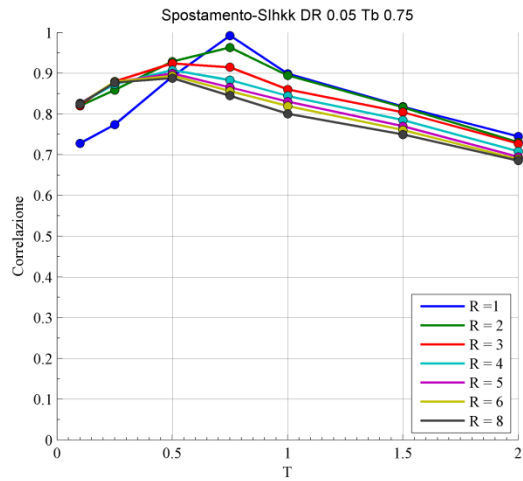
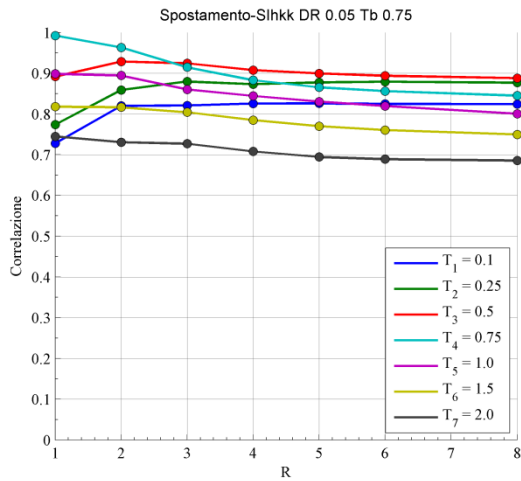
5.110 Correlazione tra spostamento massimo e SIHkk con $T=0.1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



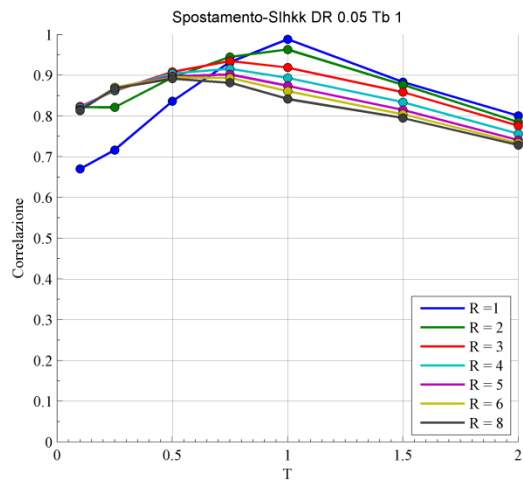
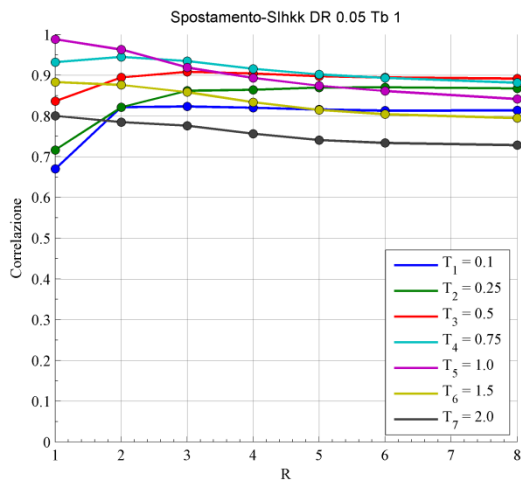
5.111 Correlazione tra spostamento massimo e SIHkk con $T=0.25s$ in funzione di R per diversi oscillatori



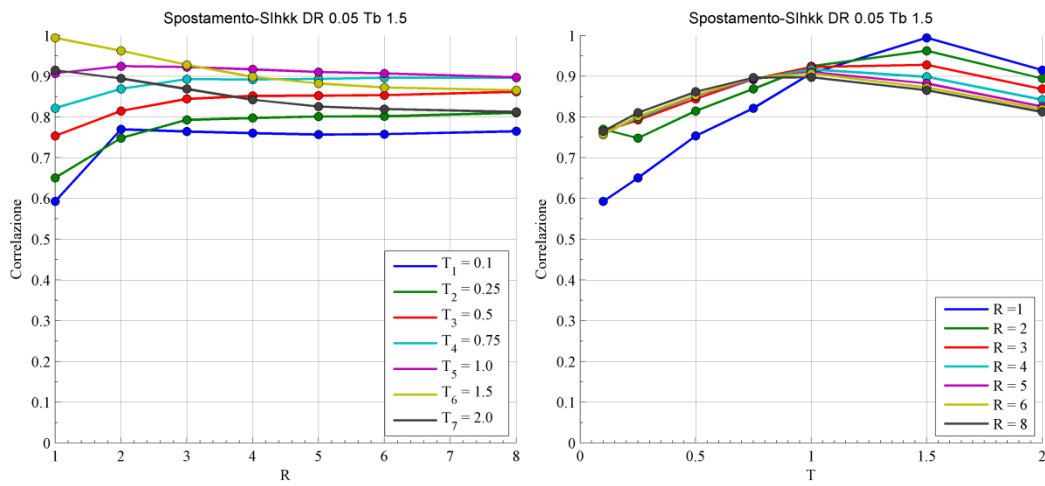
5.112 Correlazione tra spostamento massimo e SIHkk con $T=0.5s$ in funzione di R per diversi oscillatori



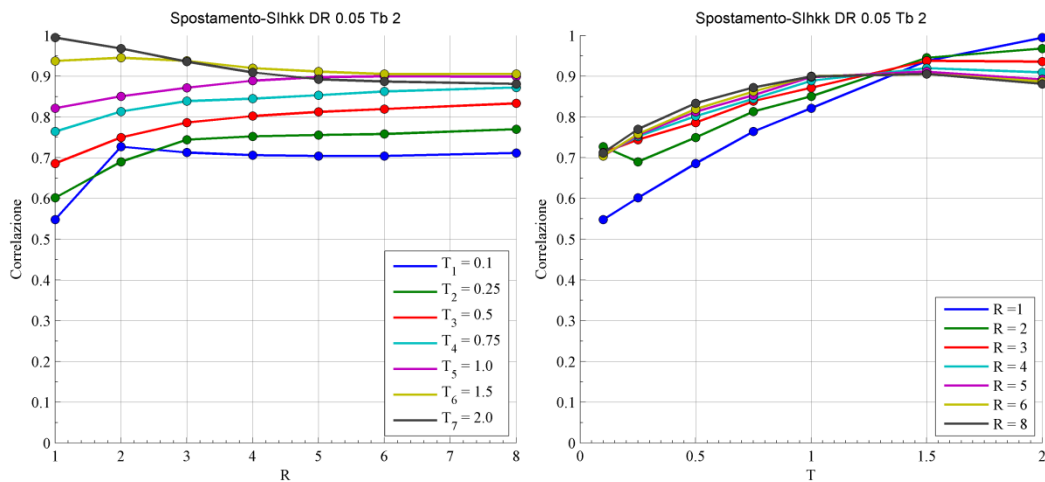
5.113 Correlazione tra spostamento massimo e SIHkk con $T=0.75s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.114 Correlazione tra spostamento massimo e SIHkk con $T=1s$ in funzione di R per diversi oscillatori



5.115 Correlazione tra spostamento massimo e SIHkk con T=1.5s in funzione di R per diversi oscillatori



5.116 Correlazione tra spostamento massimo e SIHkk con T=2s in funzione di R per diversi oscillatori

6. Proprietà delle misure d'intensità studiate. Sistemi SDOF

Come discusso nel secondo capitolo, è preferibile che le misure d'intensità presentino certe proprietà, in modo tale da ottenere dei migliori risultati dalla procedura probabilistica definita dal PEER. Per valutare queste proprietà, rappresentate dall'efficienza e la sufficienza, si conducono delle regressioni sui dati ottenuti da analisi dinamiche non lineari eseguite su sistemi ad un grado di libertà e sui valori delle varie misure d'intensità ricavati per ogni registrazione accelerometrica, allo scopo di individuare una relazione di causa ed effetto tra loro. Una misura d'intensità può essere definita efficiente se con il modello di regressione utilizzato si riesce ad individuare una evidente relazione di causa effetto tra essa e la risposta strutturale. La sufficienza può essere ricercata invece confrontando i residuali ricavati da un'analisi di regressione con le grandezze caratteristiche di un terremoto, in modo da vedere se sia opportuno o meno tenere conto di quest'ultime per la misura investigata. In questo capitolo si descrivono come vengono effettuate questo tipo di analisi a partire dal modello scelto per condurle, inoltre si riportano alcuni dei risultati ottenuti in modo tale da mostrare le misure che più si distinguono per l'aver una buona efficienza e sufficienza e dall'altra parte quelle che non soddisfano questi requisiti.

6.1. Tecniche di regressione utilizzate

Nei capitoli precedenti si è cercato, con la valutazione dell'indice di correlazione, di misurare l'intensità dell'associazione tra due variabili quantitative ($IM^{(1)}$ e $IM^{(2)}$) che variano congiuntamente, senza che tra esse esista una relazione di causa-effetto. Un'analisi di regressione invece si effettua quando si vuole ricavare un modello statistico che predica i valori di una variabile (EDP) detta dipendente, individuata come effetto, a partire da valori dell'altra variabile (IM) detta indipendente, individuata come causa. Per illustrare come si conduce un'analisi di regressione si fa riferimento al modello più semplice, ovvero il modello di regressione lineare, formulato nel seguente modo:

$$\hat{Y}_i = a + bX_i$$

che nel nostro caso possiamo scrivere come:

$$\widehat{EDP}_i = a + b(IM)_i$$

dove:

- \widehat{EDP}_i è il valore predetto del parametro di domanda per il valore IM_i ;
- IM_i è il valore che assume la misura d'intensità per la i -esima registrazione;
- a è l'intercetta della retta di regressione;
- b è il coefficiente angolare della retta

Il termine a fissa la posizione della retta rispetto all'asse delle ordinate: a è il valore di EDP, quando IM è uguale a 0, mentre il termine b indica l'aumento di EDP all'aumento di EDP tra due punti di coordinate IM_1, EDP_1 e IM_2, EDP_2 .

$$b = \frac{EDP_2 - EDP_1}{IM_2 - IM_1}$$

Un generico valore del parametro di domanda calcolato attraverso analisi non lineari, è individuato da:

$$EDP_i = a + b(IM)_i + e_i$$

quindi:

$$e_i = EDP_i - \widehat{EDP}_i$$

Per costruire la retta di regressione ci si riferisce di solito al metodo dei minimi quadrati (least squares). La retta least squared è quella che riduce al minimo la somma dei quadrati degli scarti di ogni punto, ovvero si stima come migliore interpolante quella che è maggiormente in accordo con la condizione:

$$\sum_{i=1}^n (EDP_i - \widehat{EDP}_i)^2 = \text{minimo}$$

poiché

$$e_i = EDP_i - a + b(IM)_i$$

è possibile scrivere:

$$\sum e_i^2 = \sum [EDP_i - a + b(IM)_i]^2 = \text{minimo}$$

Calcolando la derivata di e rispetto ai coefficienti a e b si ottengono le seguenti equazioni, dette equazioni normali:

$$\frac{\partial e}{\partial a} = -2 \sum_{i=1}^n (EDP_i - a - b(IM)_i) = 0$$

$$\frac{\partial e}{\partial b} = -2 \sum_{i=1}^n (EDP_i - a - b(IM)_i) (IM)_i = 0$$

ponendole uguali a zero si trova:

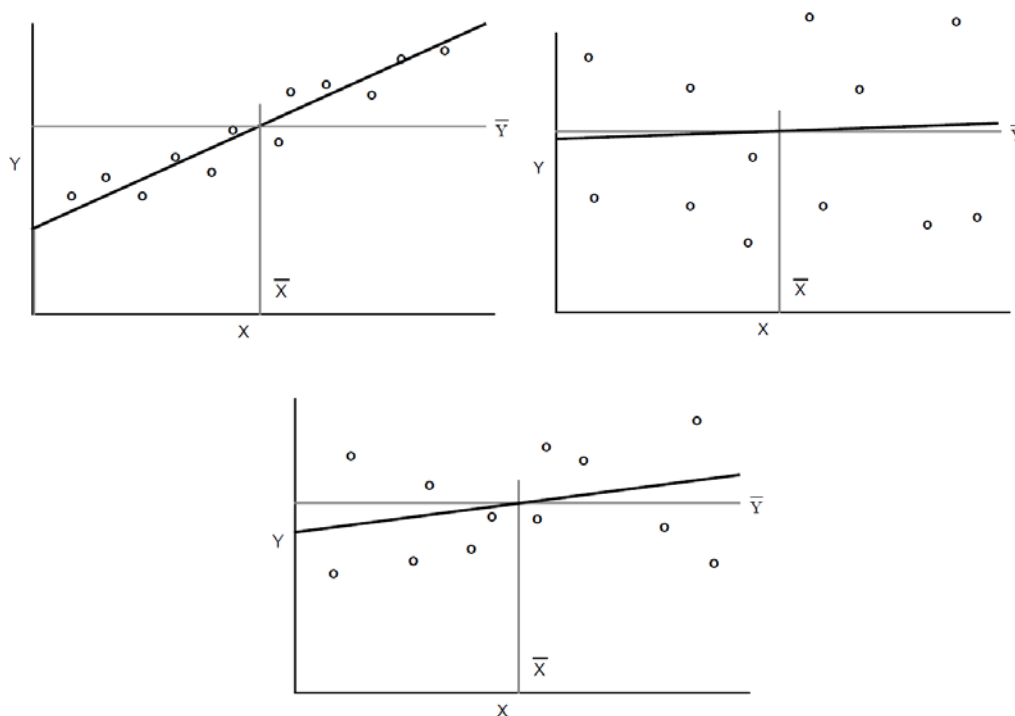
$$a = \overline{EDP} - b\overline{IM}$$

$$b = \frac{\sum(IM_i - \overline{IM})(EDP_i - \overline{EDP})}{\sum(IM_i - \overline{IM})^2}$$

La retta di regressione può essere individuata per qualsiasi grafico di dispersione dei punti, tuttavia il calcolo di essa non è sufficiente, in quanto potrebbe indicare:

- una relazione reale tra le due variabili, che è realizzata quando la dispersione dei punti intorno alla retta è ridotta e pertanto i punti sono collocati molto più vicino alla retta che non alla loro media \overline{EDP} ;
- una relazione non significativa, che è concretizzata quando la dispersione dei punti intorno alla retta non è sostanzialmente differente da quella intorno alla media \overline{EDP} ;

nel primo caso il valore stimato \widehat{EDP}_i mediante la retta di regressione si avvicina molto al valore reale, invece nel secondo caso la retta non rappresenta un miglioramento effettivo della distribuzione rispetto alla loro media. Un altro caso è quello intermedio tra i due, dove esiste incertezza sulla significatività della retta. Prendendo un caso generale queste situazione sono dalle seguenti figure:



6.1 Significatività della retta di regressione. Partendo dalla prima si hanno i casi: significativa, non significativa, incerta

Nella pratica dopo aver calcolato la retta di regressione è sempre necessario ricorrere a metodi statistici per verificare se la retta risulta essere significativa. Questi metodi si dicono test di significatività e di solito si fa uso del *test-F* e del *test-t* di Student. Nel *test-F* la significatività è saggiata mediante la verifica dell'ipotesi nulla H_0 :

$$H_0: \beta = 0$$

Rifiutando questa ipotesi si accetta di conseguenza l'ipotesi non nulla, ovvero:

$$H_1: \beta \neq 0$$

Accettare l'ipotesi nulla e affermare che β sia uguale a zero, nella regressione lineare significa che al variare della generica variabile IM, la EDP resta costante e pari al valore dell'intercetta e di conseguenza non esiste alcun legame tra le due variabili. Rifiutando l'ipotesi nulla si accetta di conseguenza quella non nulla, affermando che la regressione esista, perché conoscendo IM si ha informazione non nulla sul valore di EDP. Per condurre il test-F si devono definire le seguenti grandezze:

- Devianza totale $\sum (EDP_i - \overline{EDP})^2$ con d.f = n-1 (gradi di libertà)
- Devianza della regressione $\sum (\widehat{EDP}_i - \overline{EDP})^2$ con d.f=1 (ho un solo parametro)
- Devianza d'errore $\sum (EDP_i - \widehat{EDP}_i)^2$ con d.f=n-2

Dal rapporto della devianza di regressione con i suoi gradi di libertà si stima la varianza della regressione e dalla devianza d'errore con i suoi gradi di libertà la varianza d'errore. Se l'ipotesi nulla H_0 è vera, la varianza d'errore e la varianza di regressione stimano le stesse grandezze, quindi dovrebbero essere simili, se al contrario esiste regressione, ovvero l'ipotesi è non nulla, la varianza di regressione è maggiore di quella dell'errore. Rapportando le varianze si determina il valore del *test-F*:

$$F = \frac{\text{Varianza reg.}}{\text{Varianza err.}}$$

Se tale valore di F è inferiore ad un certo valore critico, relativo alla probabilità prefissata e ai gradi di libertà (d.f.), si accetta l'ipotesi nulla, ovvero la regressione lineare non è significativa, al contrario se il valore di F supera questo valore, si rifiuta l'ipotesi nulla e quindi tra le due variabile esiste una regressione lineare significativa. I valori critici dipendono dal livello di significatività scelti, ovvero

in che misura posso accettare di commettere l'errore di rifiutare l'ipotesi nulla quando essa è vera, il così detto errore di prima specie. Questo livello di solito viene preso al valore di $\alpha=0.05$, che è pari alla probabilità di commettere un errore di prima specie, ma tale valore può essere preso diversamente, va ricordato però che più è basso tale livello e più risulta difficile rifiutare l'ipotesi nulla. Per capire quanto forte sia l'evidenza che l'ipotesi nulla sia falsa si valuta il valore p (*p-value*), che rappresenta il più basso livello di significatività per il quale i dati osservati portano a rifiutare l'ipotesi nulla, quindi un valore basso di p (0.01 o 0.001) indicherà che è molto evidente che H_0 sia falsa.

- $p \geq 0.1$: assenza di evidenza contro l'ipotesi nulla: dati consistenti con l'ipotesi nulla;
- $0.05 \leq p < 0.1$: debole evidenza contro l'ipotesi nulla, in favore di quella alternativa;
- $0.01 \leq p < 0.05$: moderata evidenza contro l'ipotesi nulla, in favore di quella alternativa;
- $0.001 \leq p < 0.01$: forte evidenza contro l'ipotesi nulla, in favore di quella alternativa;
- $p < 0.001$: fortissima evidenza contro l'ipotesi nulla, in favore di quella alternativa.

Il *test-t* è simile al precedente e facendo riferimento sempre alla regressione lineare, il valore di t con $n-2$ d.f. è uguale alla radice quadrata di F con d.f. 1 e $n-2$:

$$t_{(n-2)} = \sqrt{F_{(1,n-2)}}$$

Il *test-t* è fondato sul rapporto tra il valore del coefficiente angolare b ed il suo errore standard S_b :

$$t_{(n-2)} = \frac{b - \beta_0}{S_b}$$

dove β_0 è il valore del coefficiente ipotizzato nell'ipotesi nulla H_0 e S_b è dato da:

$$S_b = \sqrt{\frac{\text{Varianza d'errore}}{\text{Devianza totale}}} = \sqrt{\frac{S_e^2}{\sum (EDP_i - \overline{EDP})^2}}$$

Questo tipo di test permette il confronto con qualsiasi valore β_0 a differenza del test F , in cui si può confrontare con il valore nullo, quindi diventa possibile verificare l'ipotesi nulla:

$$H_0: \beta = \beta_0$$

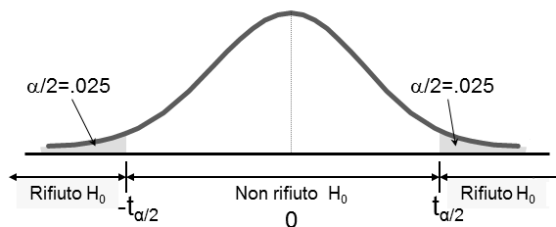
ovviamente sempre con ipotesi alternative bilaterali,

$$H_1: \beta \neq \beta_0$$

oppure con ipotesi unilaterali,

$$H_1: \beta < \beta_0 \quad o \quad H_1: \beta > \beta_0$$

Anche in questo caso si rifiuta l'ipotesi nulla se il valore di t è superiore ad un certo valore critico dipendente dal livello di significatività scelto.



6.2 Rifiuto o non rifiuto dell'ipotesi nulla in un test-t

Per studiare la relazione tra le misure d'intensità dello scuotimento del terreno e i parametri di domanda, rappresentati dalla domanda di spostamento inelastico di oscillatori semplici, di solito non è sufficiente fare affidamento a dei modelli di regressione lineare. Shome e Cornell (Shome 1999) utilizzano per valutare la dipendenza dei parametri di domanda (θ_{max}) dall'accelerazione spettrale, un modello della forma:

$$\vartheta_{max} = a \cdot S_a^b \cdot \varepsilon$$

o in modo equivalente in forma logaritmica:

$$\ln \vartheta_{max} = \ln a + b \ln S_a + \ln \varepsilon$$

dove ε rappresenta l'errore random con, da definizione, media unitaria e dispersione σ . Come dimostrato dagli autori questa forma risulta ragionevole su ampi valori di θ_{max} e l'esponente b ha l'intento di catturare il "softening" della struttura non lineare. Se il parametro b è uguale all'unità si riscontra un aumento proporzionale di θ_{max} all'aumentare dell'accelerazione spettrale, che è vero in campo elastico. Di solito i parametri di regressione a e b vengono stimati da una regressione lineare nel logaritmo.

6.1.1. Regressione stepwise

Dai dati ottenuti dalle analisi non lineari su sistemi ad un grado di libertà e dalle varie misure d'intensità calcolate per il data set accelerometrico, descritto nei

precedenti capitoli, si procede a definire una relazione di causa effetto tra parametri descrittivi dello scuotimento del terreno e la domanda di spostamento inelastico. Per fare questo si utilizza una procedura di regressione detta stepwise, la quale consiste in una regressione lineare multipla, dove i coefficienti di regressione vengono scelti in via automatica attraverso la conduzione di un test statistico per valutare la loro significatività statistica. Una regressione lineare multipla può essere formulata nel modo seguente:

$$\underbrace{\begin{pmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_n \end{pmatrix}}_y = \underbrace{\begin{pmatrix} f_1(x_1) & \cdots & f_p(x_1) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ f_1(x_n) & \cdots & f_p(x_n) \end{pmatrix}}_X \underbrace{\begin{pmatrix} \beta_1 \\ \vdots \\ \beta_p \end{pmatrix}}_\beta + \underbrace{\begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{pmatrix}}_\varepsilon$$

Il metodo stepwise si avvia con un modello iniziale e poi confronta gli altri in modo incrementale ed ad ogni step procede a valutare il *p-value* della statistica F per testare i modelli con e senza un termine potenziale. Se un termine non è attualmente nel modello, l'ipotesi nulla è che il termine abbia un coefficiente pari a zero se aggiunto al modello. Se vi sono evidenze sufficienti per rifiutare l'ipotesi nulla, il termine viene aggiunto al modello, al contrario, se un termine è attualmente nel modello, l'ipotesi nulla è che esso abbia un coefficiente pari a zero e se ci sono insufficienti evidenze per rifiutare l'ipotesi nulla, il termine viene rimosso. Il metodo procede come segue:

- Primo step: si procede al fit del modello iniziale.
- Secondo step: se un qualsiasi termine non presente nel modello ha un *p-value* inferiore alla tolleranza di entrata, ovvero se fosse improbabile che abbia un coefficiente pari a zero se aggiunto al modello, si aggiunge quello con il *p-value* più basso e si ripete lo step; diversamente si va allo step successivo.
- Terzo step: se un qualsiasi termine nel modello ha un *p-value* maggiore alla tolleranza di uscita, ovvero risulta improbabile che l'ipotesi di un coefficiente uguale a zero possa essere respinta, si rimuove quello con il *p-value* più grande e si ritorna al secondo step; diversamente si conclude la procedura.

Il modello utilizzato deriva dal modello descritto sopra, ma si prende una funzione che arrivi ad includere il termine di terzo grado del logaritmo:

$$\log(EDP) = \log a + b \log(IM) + c \log(IM)^2 + d \log(IM)^3$$

Si procede quindi con un'analisi stepwise non includendo un modello iniziale per il primo passo e la tolleranza di entrata e uscita per i *p-value* e fissata rispettivamente a 0.05 e 0.10. Di seguito si riportano come esempio i passi dell'analisi per valutare il legame tra la *pga* e la domanda di spostamento massimo di un oscillatore elastico con periodo di 0.1 secondi.

```
'pga'
Initial columns included: none
Step 1, added column 1, p=0 (p-value della statistica F)
Step 2, added column 2, p=6.32882e-007
Step 3, added column 3, p=0.0417017
Final columns included: 1 2 3
'Coeff' 'Std.Err.' 'Status' 'P' (P=p-value per i coefficienti stimati)
[ 1.0512] [ 0.0096] 'In' [0]
[-0.0603] [ 0.0118] 'In' [3.5878e-007]
[-0.0230] [ 0.0113] 'In' [0.0417]
history.in (coefficienti presi ad ogni passo: 1 incluso, 0 non incluso)
  1  0  0 Step 1
  1  1  0 Step 2
  1  1  1 Step 3
history.rmse (deviazione standard del modello ad ogni step)
  0.1261 Step 1
  0.1252 Step 2
  0.1251 Step 3
stats.TSTAT (statistica t sui coefficienti stimati)
  109.9025
  -5.1098
  -2.0380
```

Si vede come in questo caso si usano tutti i coefficienti per descrivere la relazione tra le due grandezze, tuttavia la dispersione finale, descritta dalla deviazione standard (rmse), non varia molto con il modello proposto da Shome e Cornell (0.1251 contro 0.1261).

6.2. Efficienza delle misure calcolate

Come già affermato nel corso del secondo capitolo, una misura d'intensità viene considerata efficiente quando, dato un valore di essa, si riscontra una piccola variabilità nella risposta strutturale, ovvero un valore piccolo di $\sigma_{(EDP|IM)}$. Un indicatore dell'efficienza è quindi la dispersione che si ottiene da un'analisi di regressione e può essere rappresentata dalla deviazione standard:

$$\sigma_{(EDP|IM)} = \sqrt{\frac{\sum (EDP_i - \widehat{EDP}_i)^2}{n - 2}}$$

Di seguito si riportano i grafici delle regressioni condotte per oscillatori caratterizzati da periodi di 0.25, 1 e 2 secondi in modo tale da rappresentare sistemi differenti, inoltre si fa riferimento ad un livello di inelasticità basso, $R=2$, ed uno alto, $R=8$. Per questi sistemi si mostrano i risultati delle misure d'intensità che presentano una migliore relazione con la domanda di spostamento inelastico, ovvero quelle più efficienti, oltre a quelle con relazione peggiore e di conseguenza meno efficienti. Un'ulteriore distinzione si fa in base al fattore di smorzamento, quindi si riportano oltre alle misure con smorzamento pari a 0.05, quelle con smorzamento pari a 0.15. Nelle prime sono riportate anche quelle misure che non dipendono dalla struttura quindi non hanno un valore di smorzamento. Oltre alle funzioni di regressione, vengono mostrati i grafici dei residui rispetto alla misura d'intensità presa in esame e quelli rispetto alla domanda di spostamento, infine viene raffigurato il QQplot, che consiste nella rappresentazione grafica dei quantili di una distribuzione. Per la precisione esso confronta la distribuzione cumulata della variabile osservata con la distribuzione cumulata della normale e se la variabile osservata presenta una distribuzione normale, i punti di questa distribuzione congiunta si addensano sulla diagonale che va dal basso verso l'alto e da sinistra verso destra.

6.2.1. SDOF $T=0.25s$ e $R=2$

6.2.1.1. Alta efficienza $\xi=0.05$

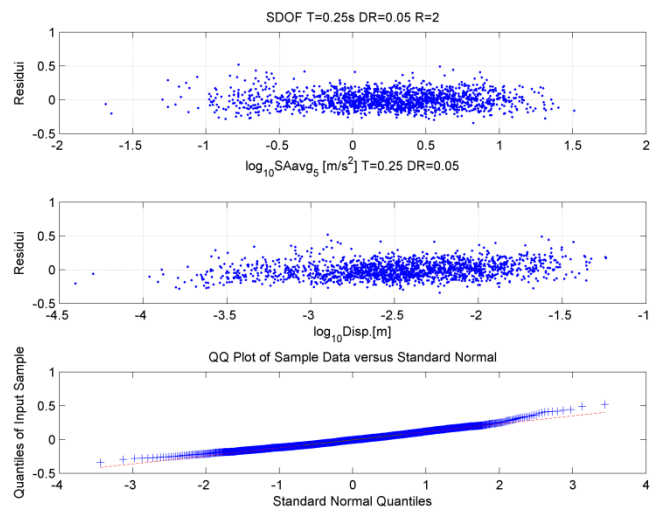
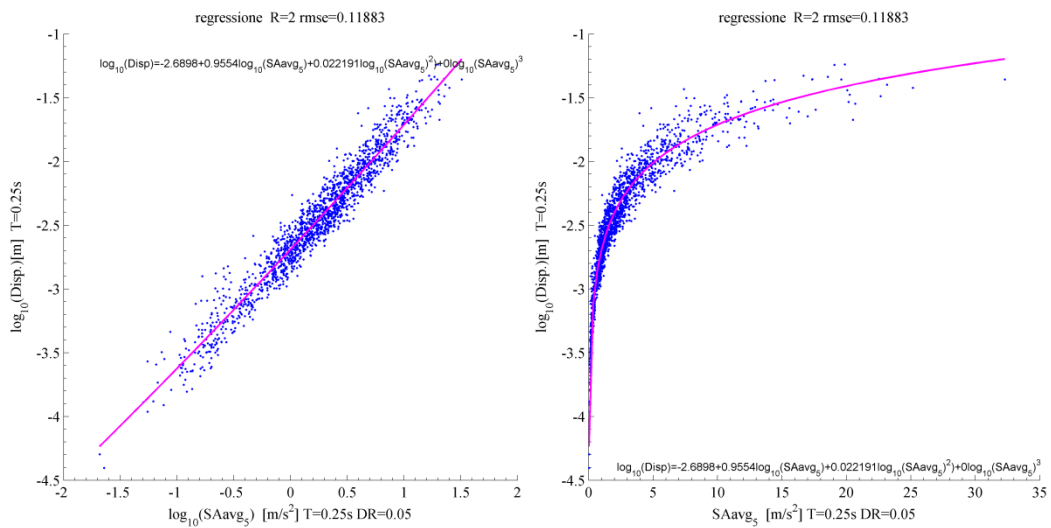
Per un oscillatore con periodo di 0.25 secondi e un livello di inelasticità pari a 2, si vede dalla tabella seguente che le misure d'intensità, sia spettrali con $\xi=0.05$ e non che mostrano un'efficienza migliore, sono quelle basate sull'accelerazione, infatti esse presentano una minima dispersione. Per quanto concerne quelle spettrali, esse hanno dispersione minima se vengono valutate per un periodo pari a quello dell'oscillatore, come era facile aspettarsi. Si riportano sia i risultati condotti con una regressione multilineare di tipo stepwise definita in precedenza, sia quelli con regressione proposta da Shome e Cornell. Si può notare che il coefficiente relativo al termine di terzo grado non risulta essere significativo per nessuna delle misure mostrate, inoltre l'aggiunta del termine di secondo grado non comporta un apprezzabile riduzione della dispersione. Si illustrano per tali misure i grafici derivanti da questo tipo di analisi, in particolare, con riferimento alla figura 6.3, si riporta il grafico di regressione in scala doppiamente logaritmica

(figura di sinistra), oltre a quello in scala semilogaritmica (figura di destra), vengono mostrati inoltre i residuali ottenuti dalla regressione in funzione della misura d'intensità e in funzione del parametro di domanda preso in esame, infine si riparta il grafico dei quantili della distribuzione.

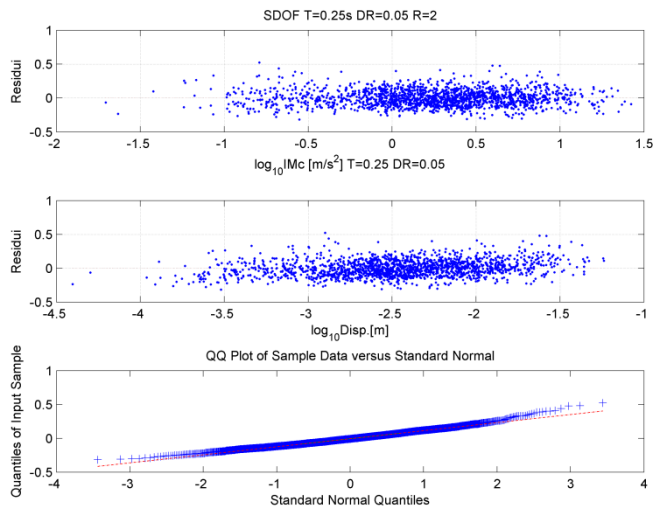
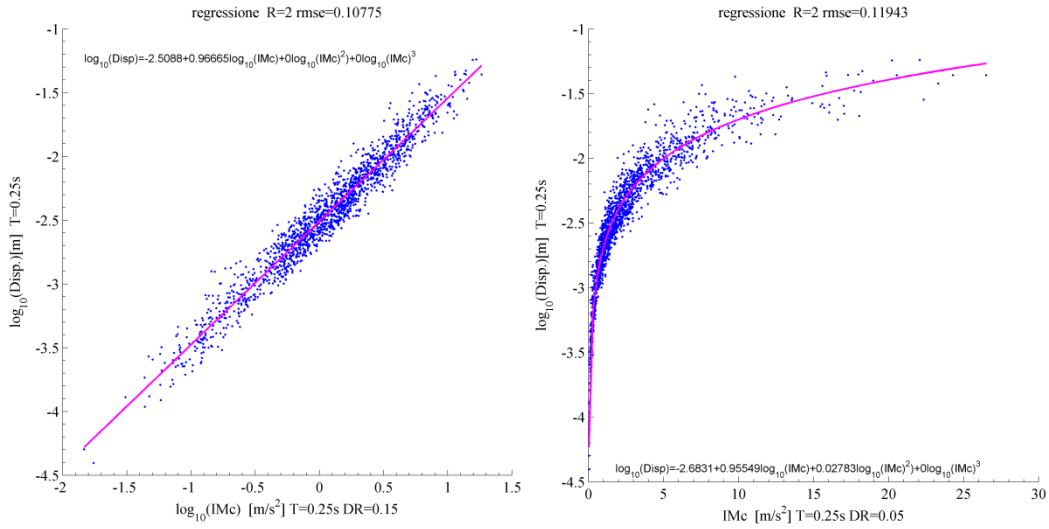
Stepwise quattro parametri

Modello a due parametri

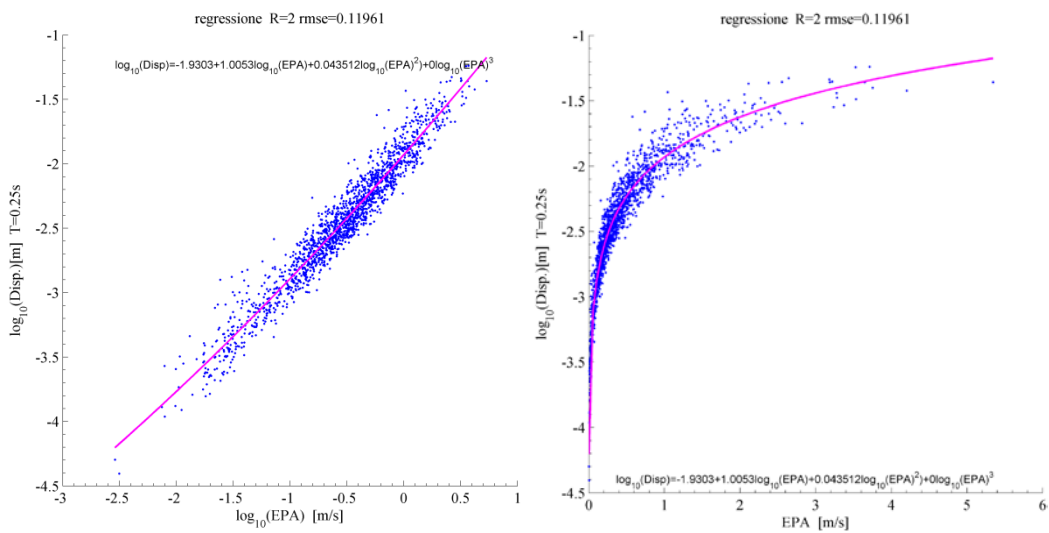
IM	ξ	TI	T(IM)	R	Stepwise quattro parametri					Modello a due parametri		
					a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SAavg_5	0.05	0.25	0.25	2	-2.6898	0.9554	0.0222	0.0000	0.1188	-2.6846	0.9612	0.1190
IMc	0.05	0.25	0.25	2	-2.6831	0.9555	0.0278	0.0000	0.1194	-2.6765	0.9620	0.1198
EPA	x	0.25	x	2	-1.9303	1.0053	0.0435	0.0000	0.1196	-1.9385	0.9469	0.1205
INP04	0.05	0.25	0.25	2	-2.7083	0.9353	0.0458	0.0000	0.1206	-2.6969	0.9470	0.1216
IMCRr4	0.05	0.25	0.25	2	-2.7019	0.9421	0.0323	0.0000	0.1229	-2.6941	0.9507	0.1233

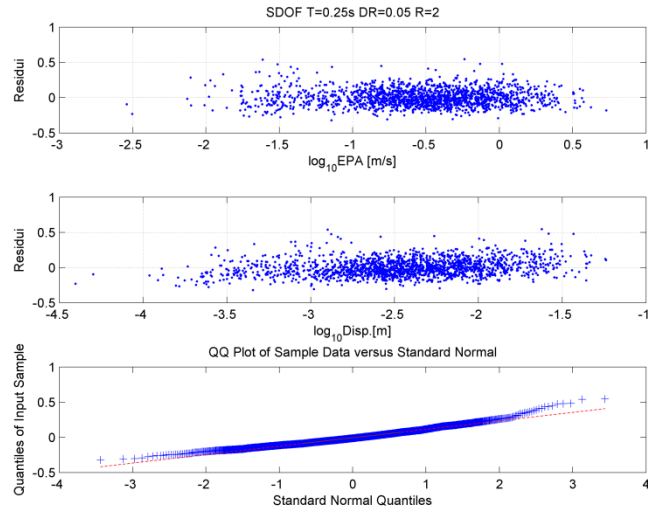


6.3 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg_5 T=0.25 con residui e QQplot

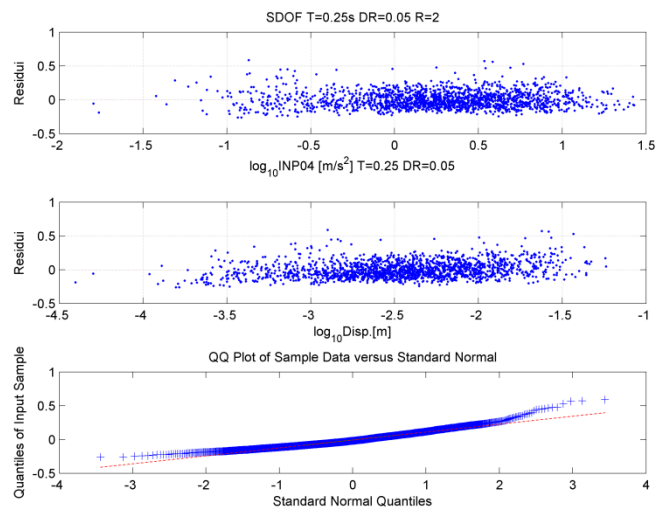
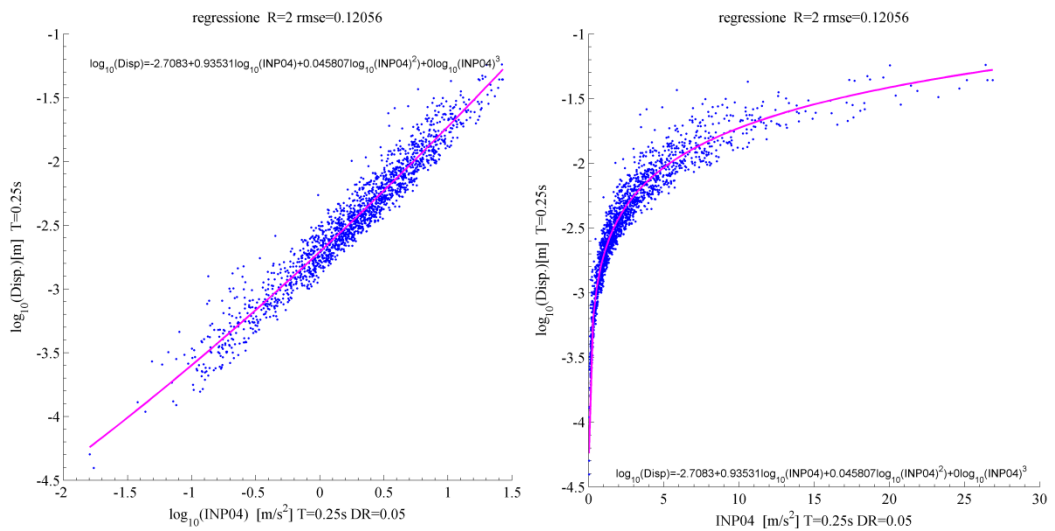


6.4 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMc T=0.25 con residui e QQplot

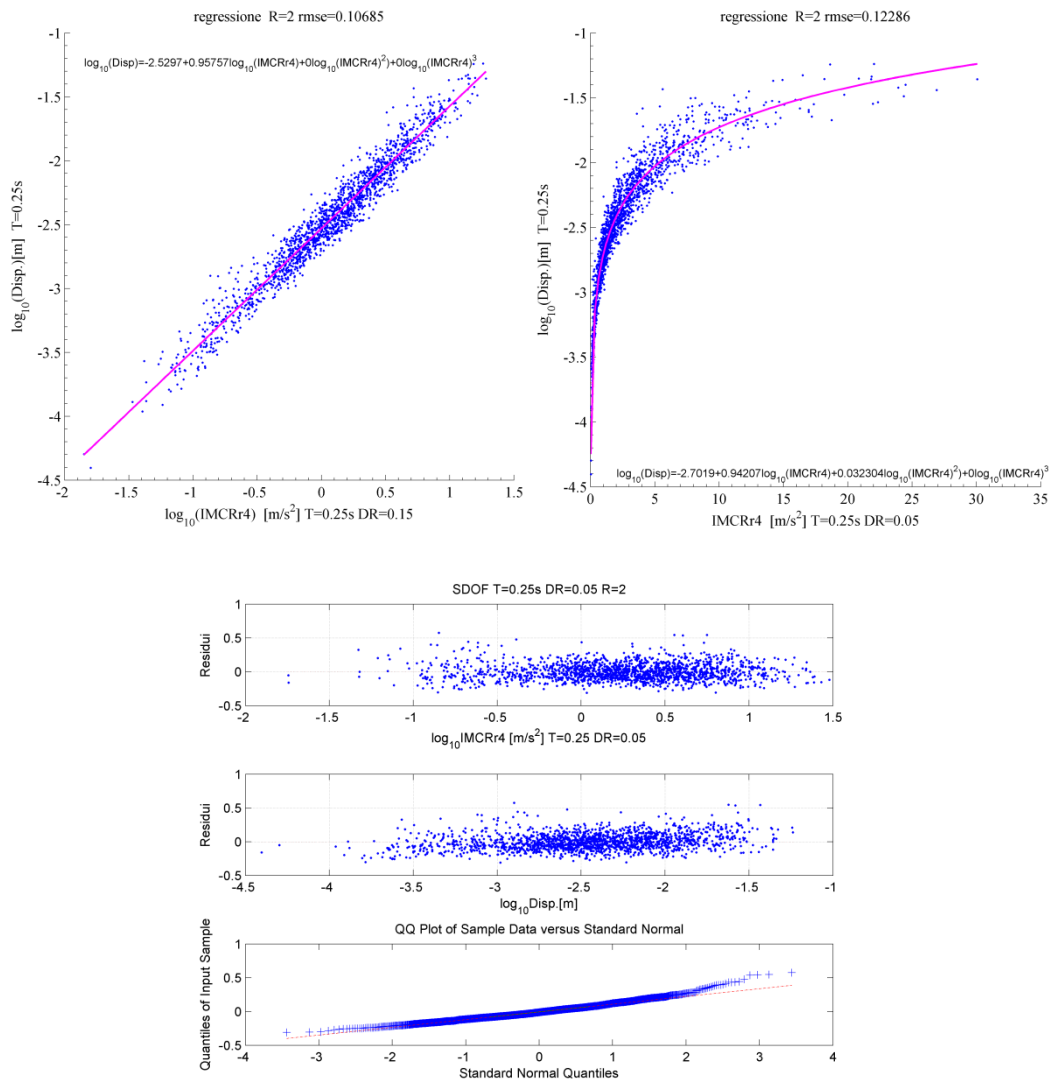




6.5 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di EPA con residui e QQplot



6.6 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=0.25 con residui e QQplot

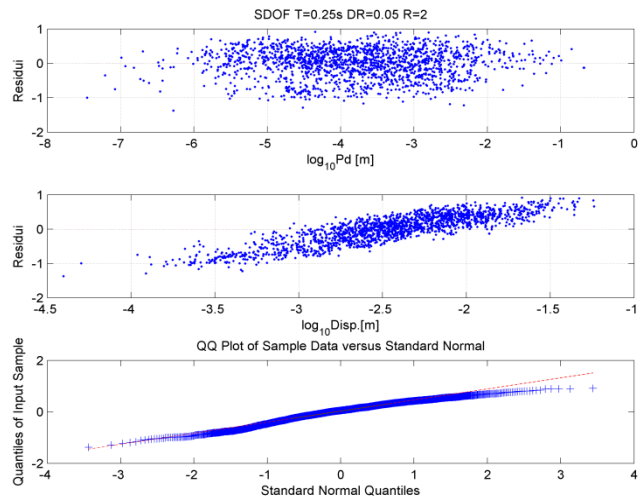
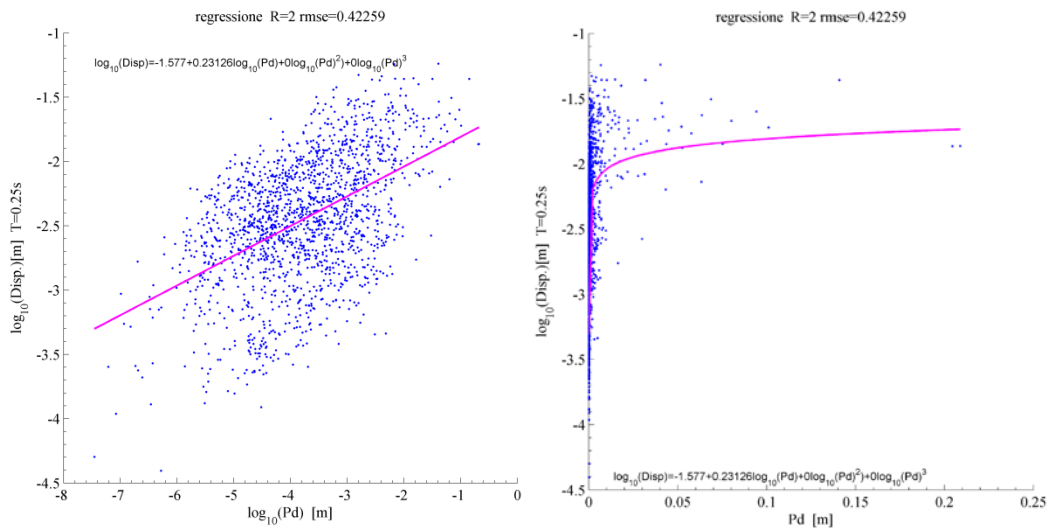


6.7 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMCRr4 T=0.25 con residui e QQplot

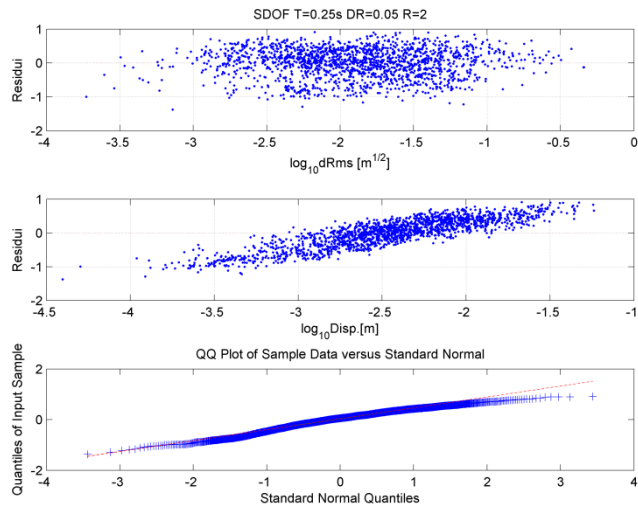
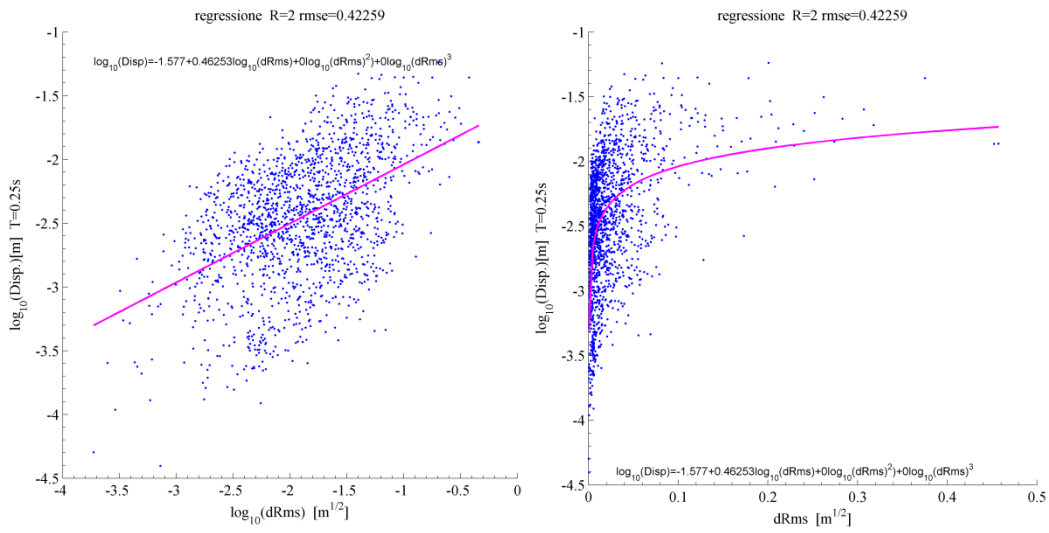
6.2.1.2. Bassa efficienza $\xi=0.05$

Le misure d'intensità che mostrano una minore efficienza tra quelle studiate per il sistema preso in considerazione, sono in genere quelle basate sullo spostamento del terreno, oltre alla misura I_z che è data dalla combinazione di accelerazione e velocità. Si può vedere dalla seguente tabella che i parametri di secondo e terzo grado non risultano essere significativi nel modello quindi viene utilizzata una regressione ad un solo parametro.

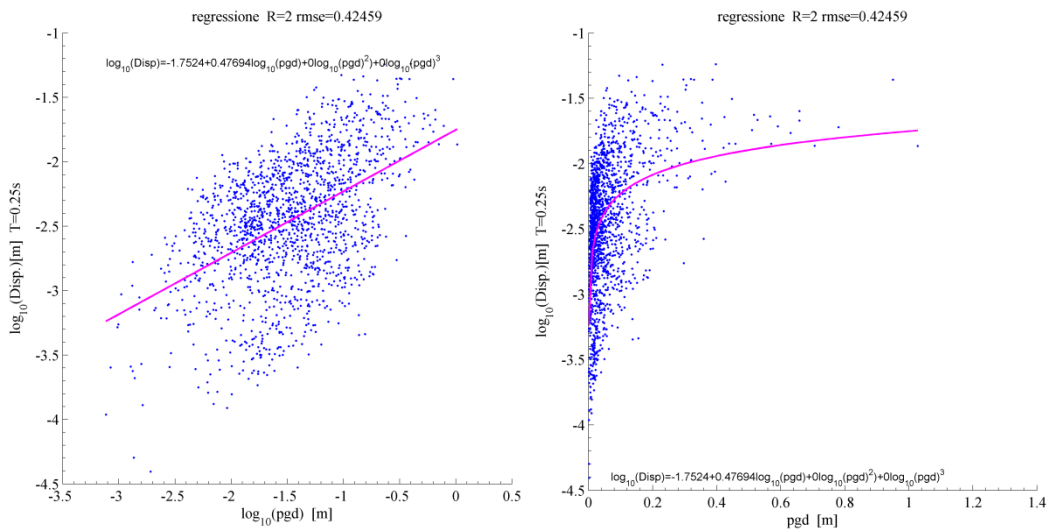
<i>IM</i>	ζ	<i>TI</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
Pd	x	0.25	x	2	-1.5770	0.2313	0.0000	0.0000	0.4226	-1.5770	0.2313	0.4226
dRms	x	0.25	x	2	-1.5770	0.4625	0.0000	0.0000	0.4226	-1.5770	0.4625	0.4226
pgd	x	0.25	x	2	-1.7524	0.4769	0.0000	0.0000	0.4246	-1.7524	0.4769	0.4246
Iz	x	0.25	x	2	-1.5197	-0.9239	0.0000	0.0000	0.4442	-1.5197	-0.9239	0.4442
Id	x	0.25	x	2	-2.0985	0.3379	0.0000	0.0000	0.4557	-2.0985	0.3379	0.4557

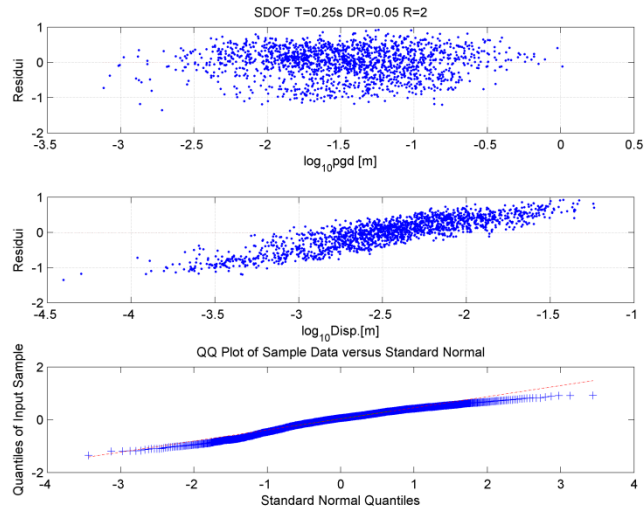


6.8 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Pd con residui e QQplot

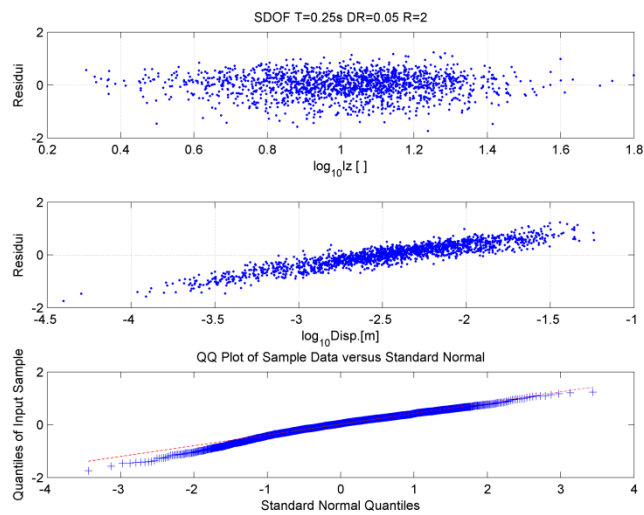
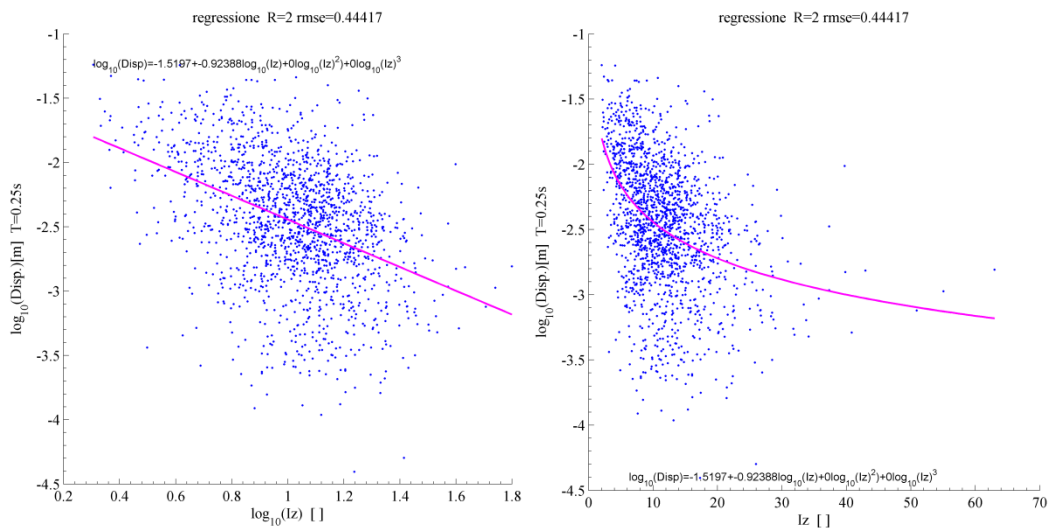


6.9 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRms con residui e QQplot

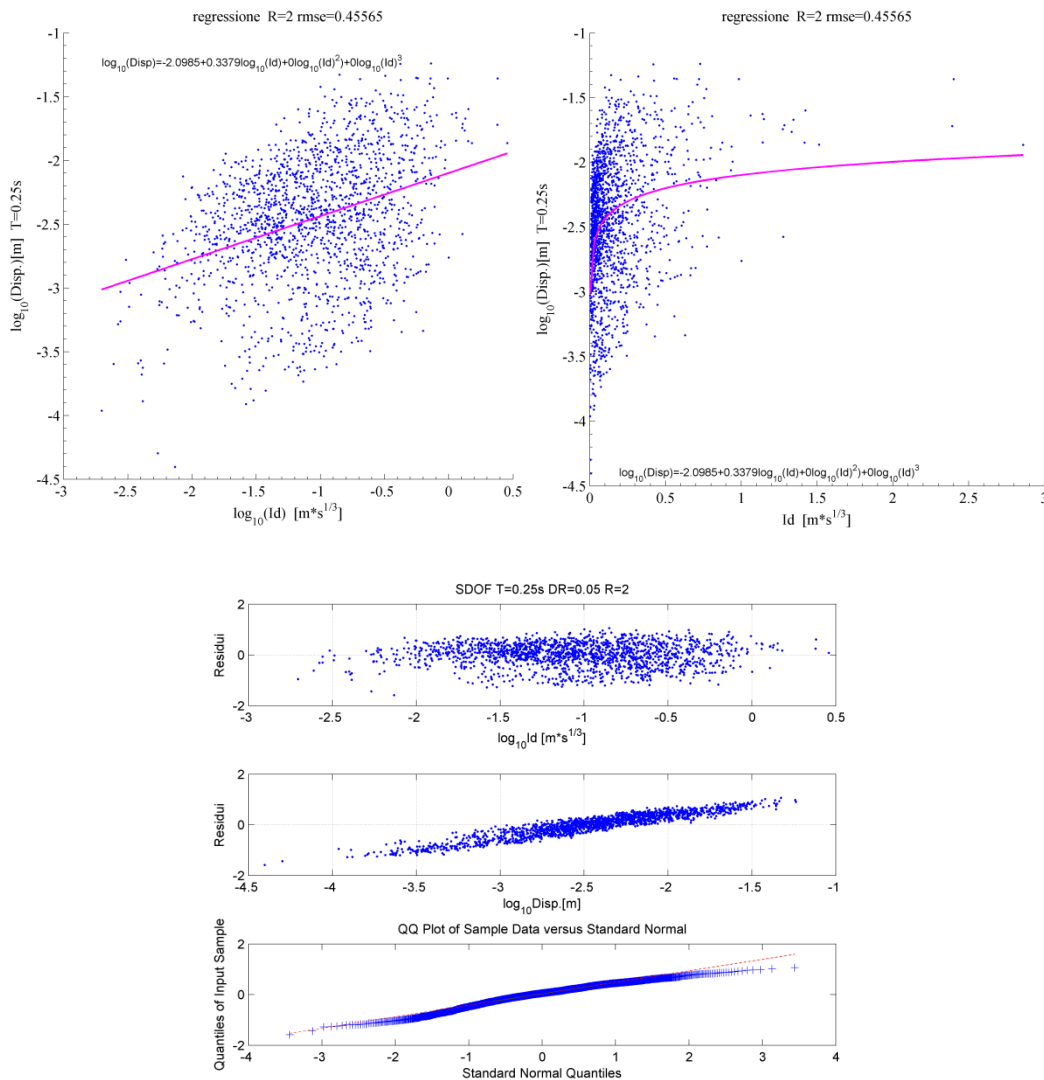




6.10 Regressione a stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd con residui e QQplot



6.11 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz con residui e QQplot



6.12 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id con residui e QQplot

6.2.1.3. Alta efficienza $\zeta=0.15$

Si riportano qui di seguito le misure calcolate con un fattore di smorzamento viscoso pari a 0.15, che presentano un alta efficienza. Tra queste si trovano misure calcolate a partire dall'accelerazione spettrale e derivate dall'intensità di Housner, tutte calcolate su intervalli di periodo dello spettro prossimi a 0.25 secondi e nel caso della pseudo accelerazione il suo valore è uguale a quello proprio dell'oscillatore. La regressione stepwise con il modello proposto valuta come significativi i coefficienti del termine di secondo grado per alcune misure, mentre per altre utilizza solo una regressione lineare nel logaritmo.

<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
INP04	0.15	0.25	0.25	2	-2.5429	0.9600	0.0257	0.0000	0.1027	-2.5363	0.9586	0.1031
IMCRR4	0.15	0.25	0.25	2	-2.5297	0.9576	0.0000	0.0000	0.1068	-2.5297	0.9576	0.1068
IMc	0.15	0.25	0.25	2	-2.5088	0.9666	0.0000	0.0000	0.1078	-2.5088	0.9666	0.1078
SIhkk	0.15	0.25	0.25	2	-0.0992	1.1000	0.0316	0.0000	0.1091	-0.2759	0.9470	0.1096
PSaT_i	0.15	0.25	0.25	2	-2.5580	0.9469	0.0315	0.0000	0.1100	-2.5497	0.9458	0.1106

6.2.1.4. Bassa efficienza $\xi=0.15$

Le misure spettrali più inefficienti per questo valore di smorzamento sono ovviamente quelle valutate per un periodo molto discosto da quello del sistema con cui si è calcolata la domanda di spostamento massimo con un grado di inelasticità pari a due. Per tutte le misure elencate in tabella, i coefficienti del termine di secondo e terzo grado non risultano essere significativi per il modello.

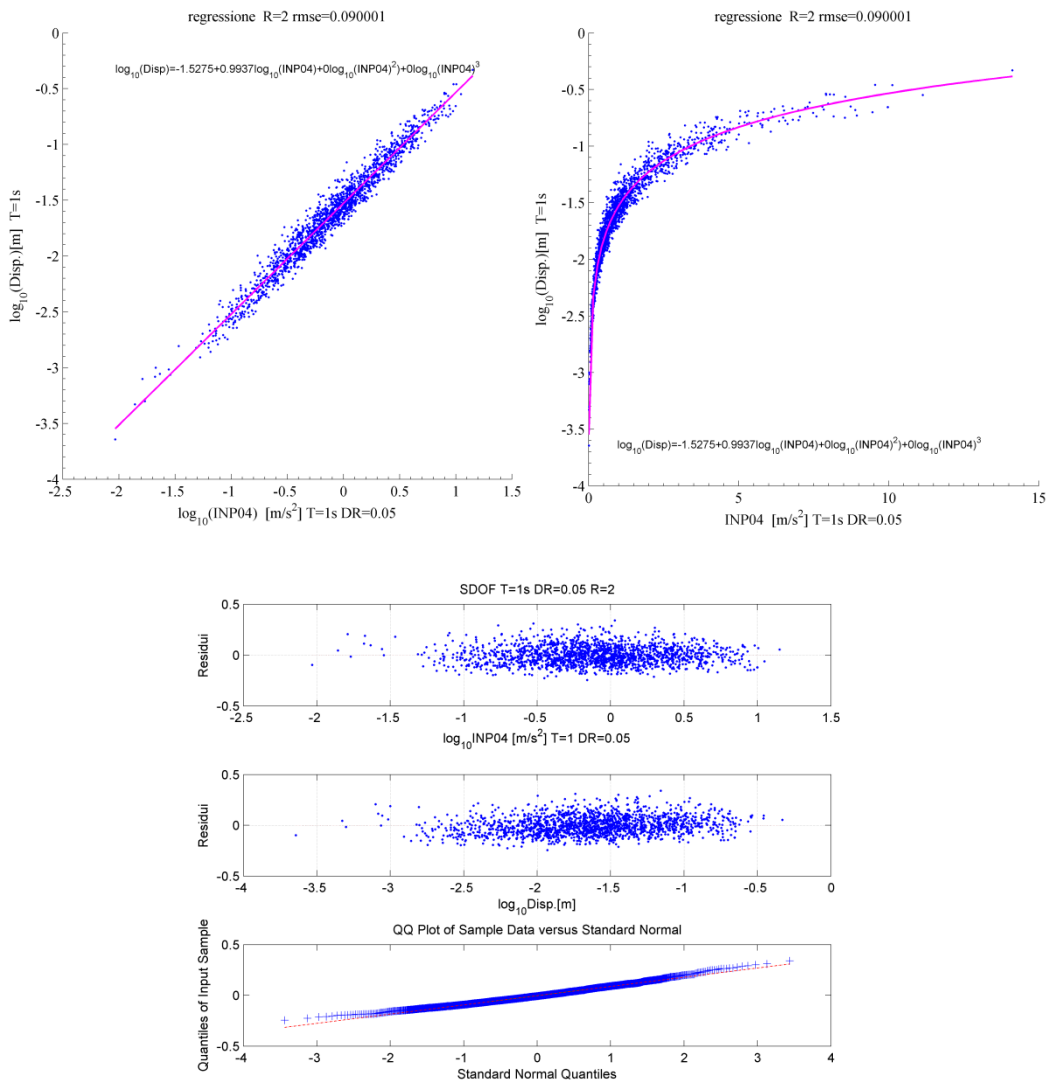
<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
PSaT_i	0.15	0.25	2	2	-2.0077	0.7881	0.0000	0.0000	0.3188	-2.0077	0.7881	0.3188
IMSRr6	0.15	0.25	1.5	2	-1.9147	0.8010	0.0000	0.0000	0.3232	-1.9147	0.8010	0.3232
INP04	0.15	0.25	2	2	-1.9412	0.7777	0.0000	0.0000	0.3292	-1.9412	0.7777	0.3292
IMc	0.15	0.25	2	2	-1.8693	0.7480	0.0000	0.0000	0.3456	-1.8693	0.7480	0.3456
IMSRr6	0.15	0.25	2	2	-1.8344	0.7286	0.0000	0.0000	0.3547	-1.8344	0.7286	0.3547

6.2.2. SDOF $T=1.0s, DR=0.05$ e $R=2$

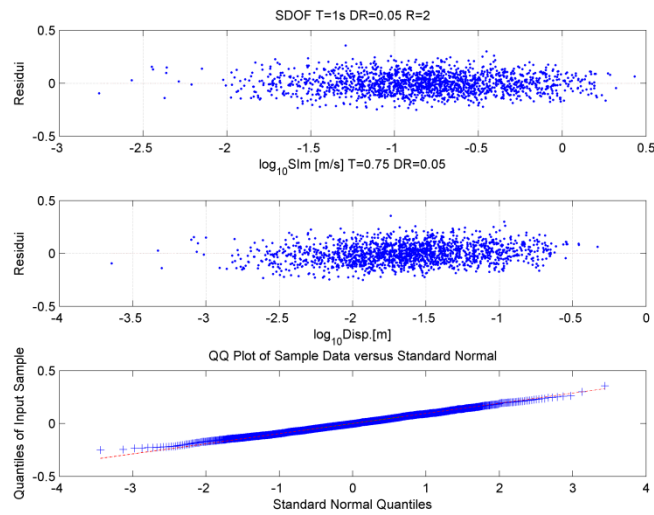
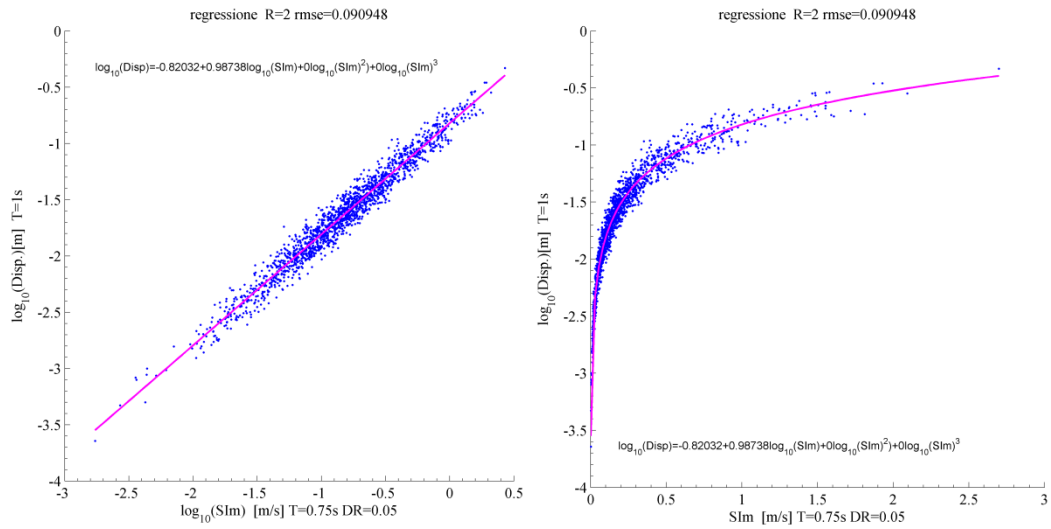
6.2.2.1. Alta efficienza $\xi=0.05$

Per oscillatori con periodi di 1 secondo, le misure più efficienti sono quelle basate sull'accelerazione e quelle derivate dalla misura d'intensità di Housner, inoltre tra queste cinque è presente solo una misura puntuale, mentre le altre sono valutate con riferimento a più valori spettrali. Tra queste sono presenti due misure, la *SAavg* e la *SIm*, che si riferiscono ad un periodo fondamentale di 0.75 secondi, questo può essere dovuto al fatto che esse sono definite per un intervallo di periodi che va T_1 a $2T_1$. Dalla regressione stepwise si vede infine che per tutte e cinque le misure risulta significativo solo il primo coefficiente.

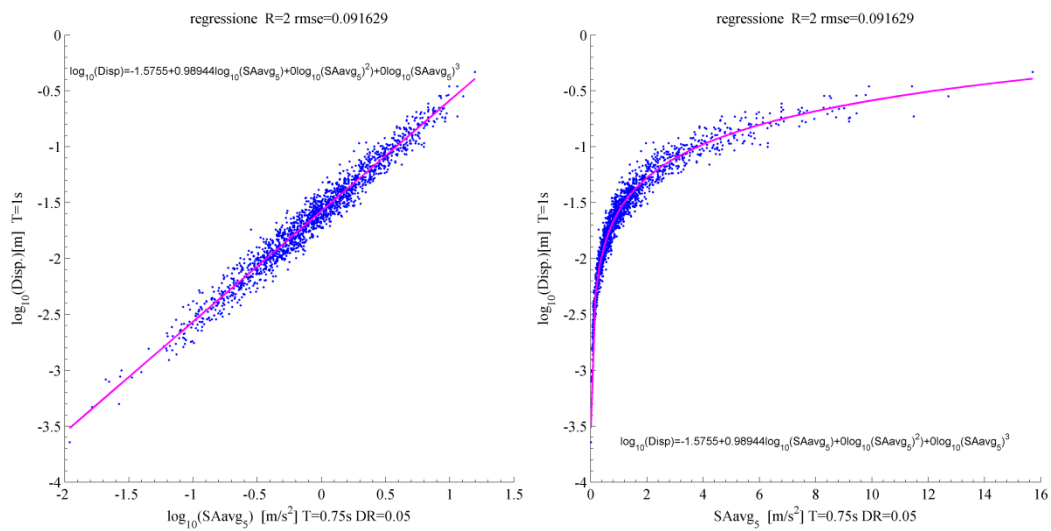
<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
INP04	0.05	1.00	1.00	2	-1.5275	0.9937	0.0000	0.0000	0.0900	-1.5275	0.9937	0.0900
SIm	0.05	1.00	0.75	2	-0.8203	0.9874	0.0000	0.0000	0.0909	-0.8203	0.9874	0.0909
SAavg_5	0.05	1.00	0.75	2	-1.5755	0.9894	0.0000	0.0000	0.0916	-1.5755	0.9894	0.0916
SIhkk	0.05	1.00	1.00	2	-0.3277	0.9680	0.0000	0.0000	0.0990	-0.3277	0.9680	0.0990
PSaT_i	0.05	1.00	1.00	2	-1.6051	0.9635	0.0000	0.0000	0.1000	-1.6051	0.9635	0.1000

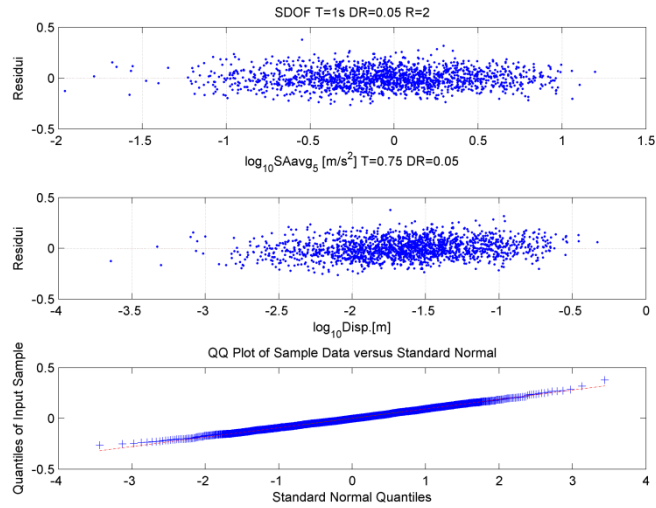


6.13 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=1 con residui e QQplot

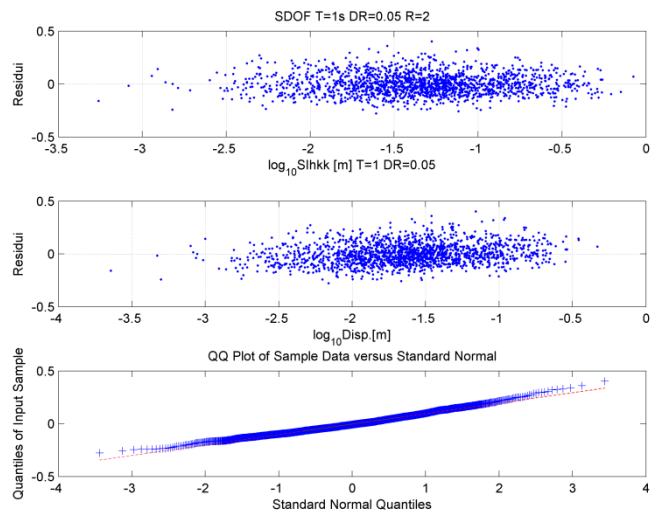
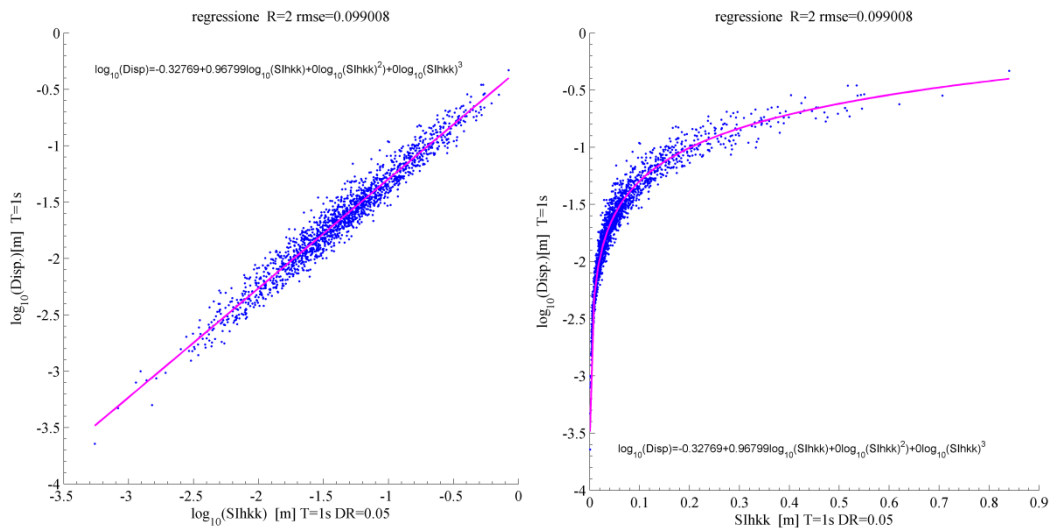


6.14 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=0.75 con residui e QQplot

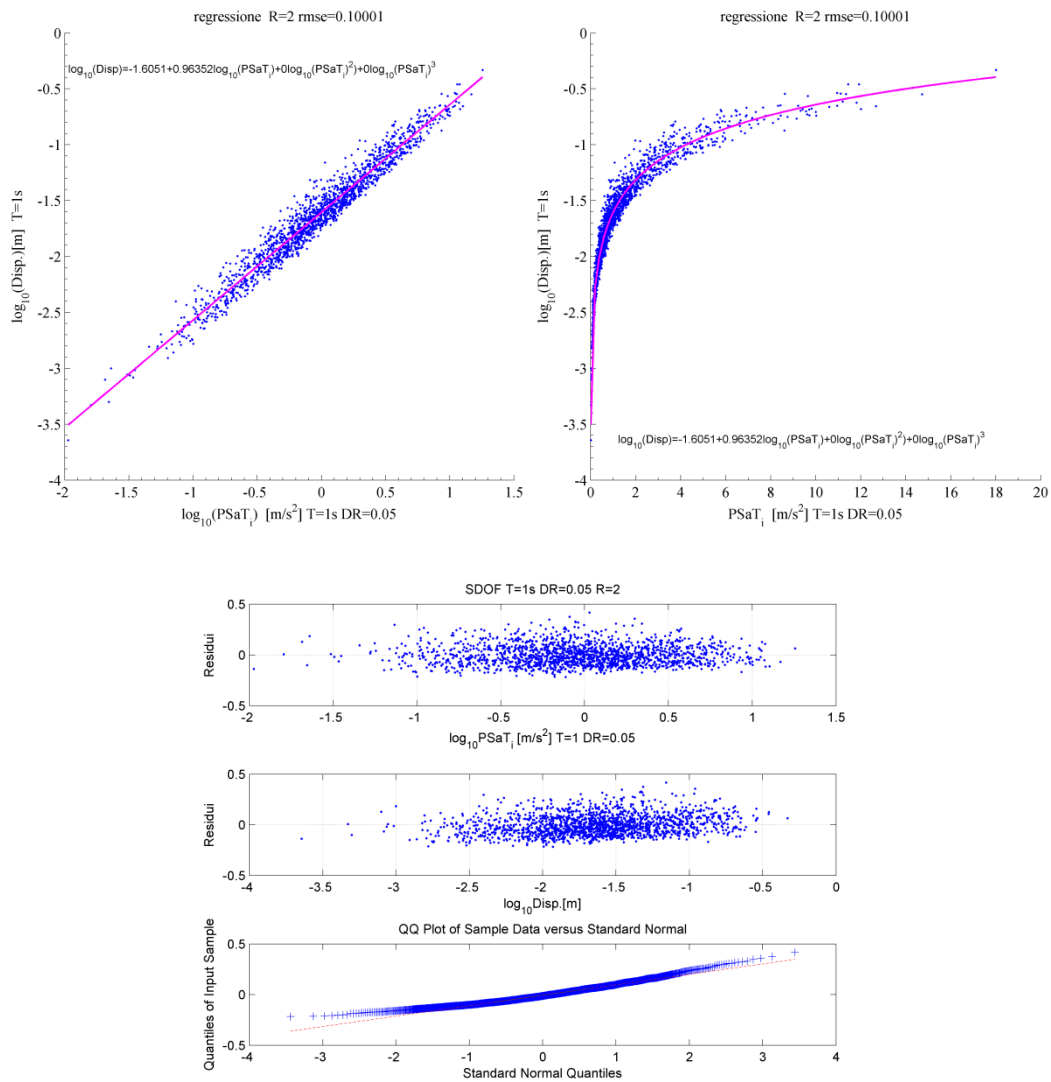




6.15 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.75 con residui e QQplot



6.16 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Slhkk T=1 con residui e QQplot

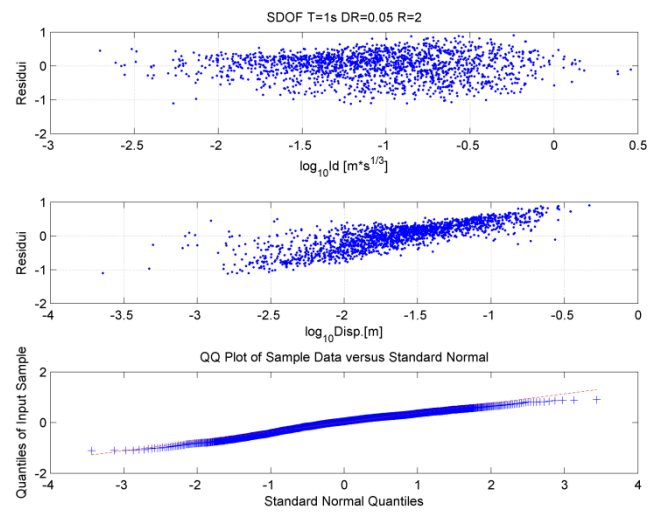
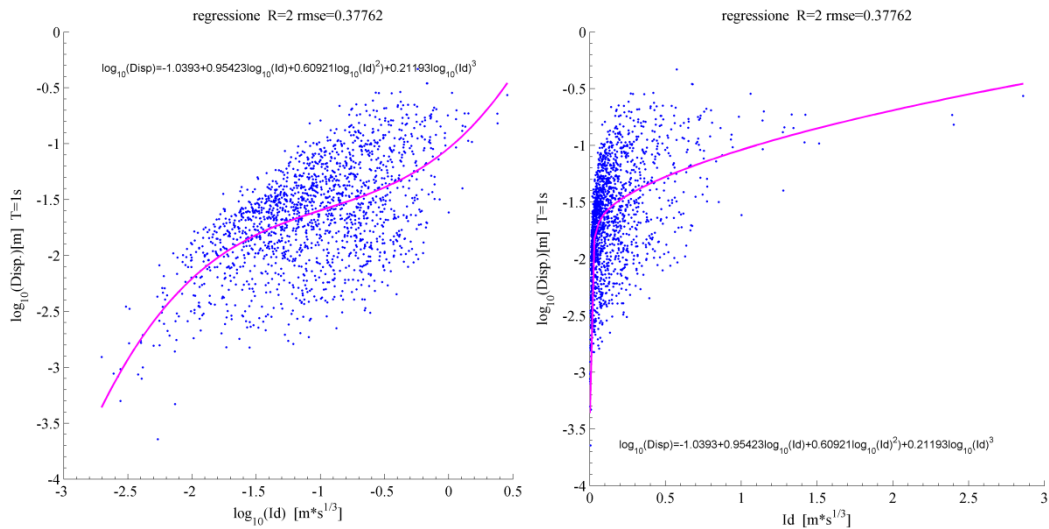


6.17 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di PSaT T=1 con residui e QQplot

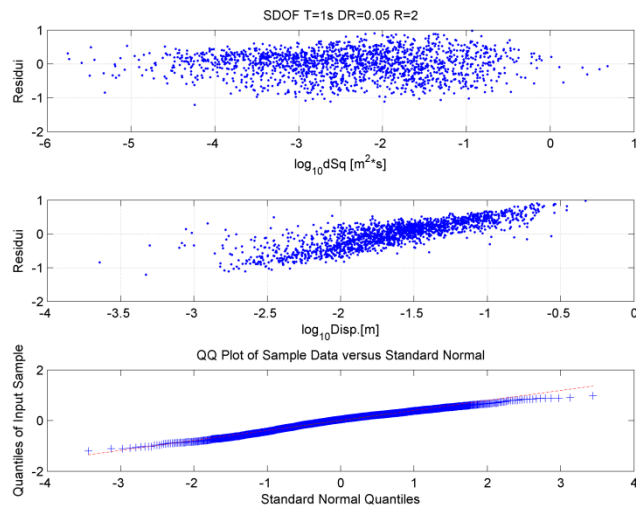
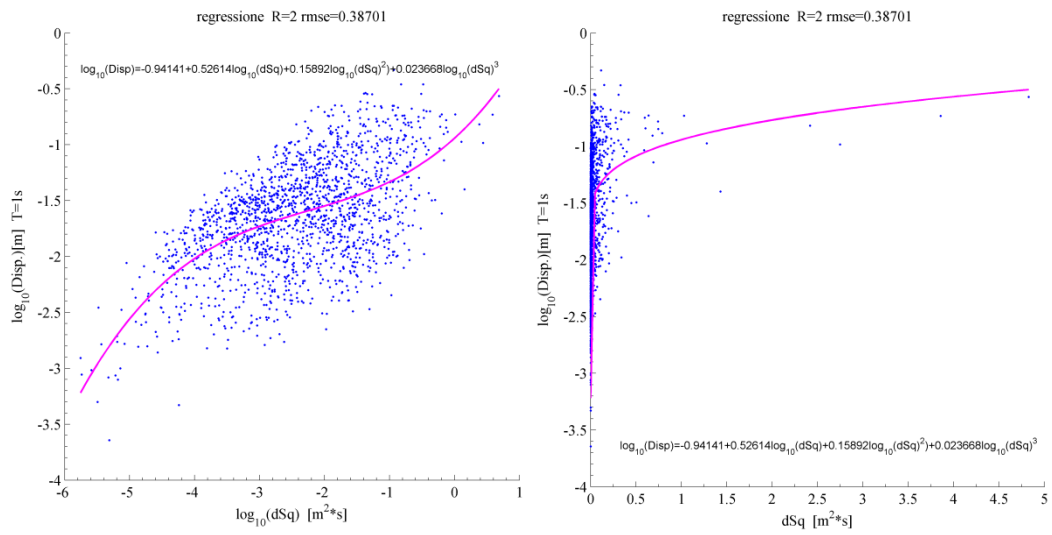
6.2.2.2. Bassa efficienza $\xi=0.05$

Come i precedenti, per gli oscillatori con periodo proprio pari a 1 secondo, si nota che le misure con minore efficienza sono quelle basate sullo spostamento di picco del terreno, oltre a I_z e la durata significativa della registrazione. Nella regressione di tipo stepwise risultano essere significativi tutti i coefficienti nel caso delle prime tre misure elencate, inoltre per queste si ottiene una dispersione leggermente minore rispetto al caso dell'utilizzo del modello a due parametri.

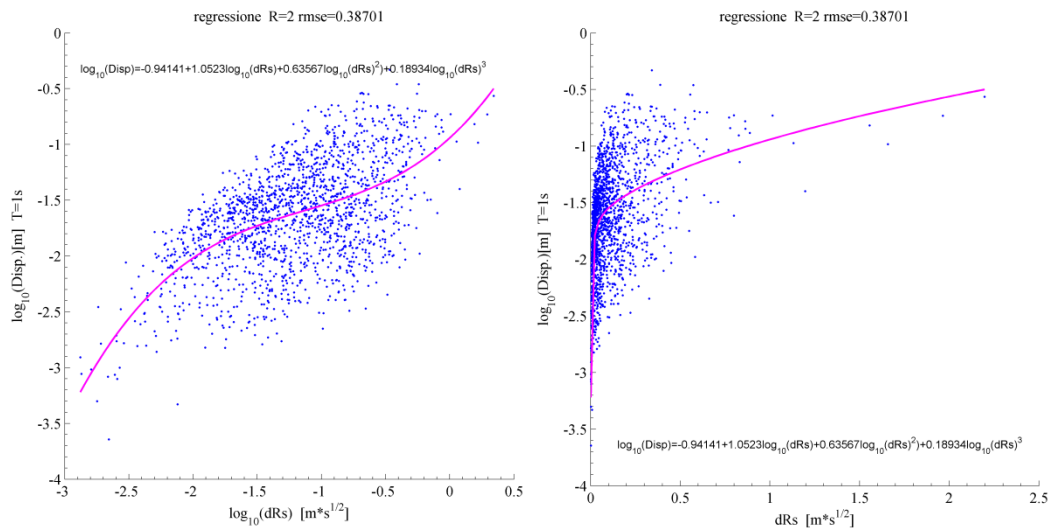
IM	ξ	T1	T(IM)	R	Stepwise quattro parametri					Modello a due parametri		
					a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
Id	x	1.00	x	2	-1.0393	0.9542	0.6092	0.2119	0.3776	-1.0742	0.5342	0.3838
dSq	x	1.00	x	2	-0.9414	0.5261	0.1589	0.0237	0.3870	-1.0424	0.2467	0.3924
dRs	x	1.00	x	2	-0.9414	1.0523	0.6357	0.1893	0.3870	-1.0424	0.4933	0.3924
Iz	x	1.00	x	2	-0.2995	-1.6332	0.2939	0.0000	0.4108	-0.5715	-1.0535	0.4112
dTrif	x	1.00	x	2	-0.7077	-0.7431	0.0000	0.0000	0.4160	-0.7077	-0.7431	0.4160

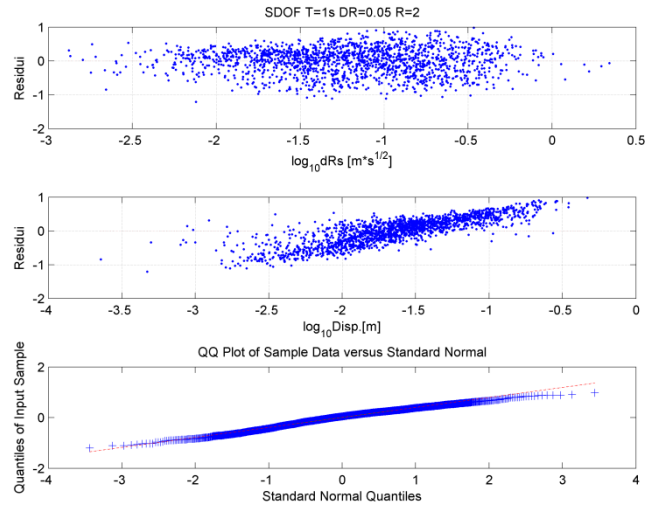


6.18 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id con residui e QQplot

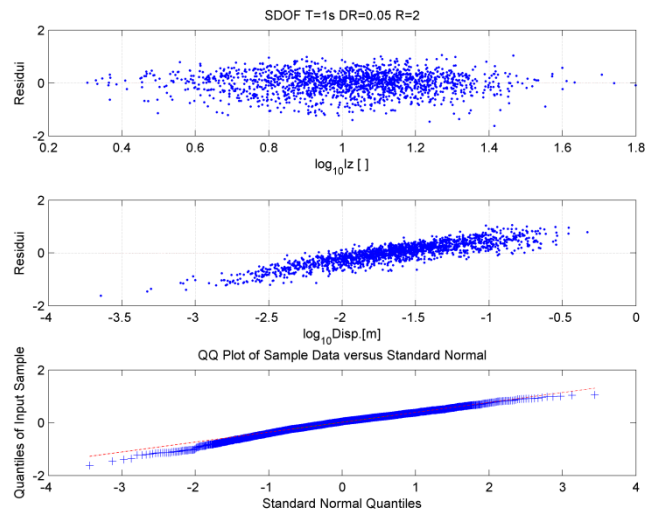
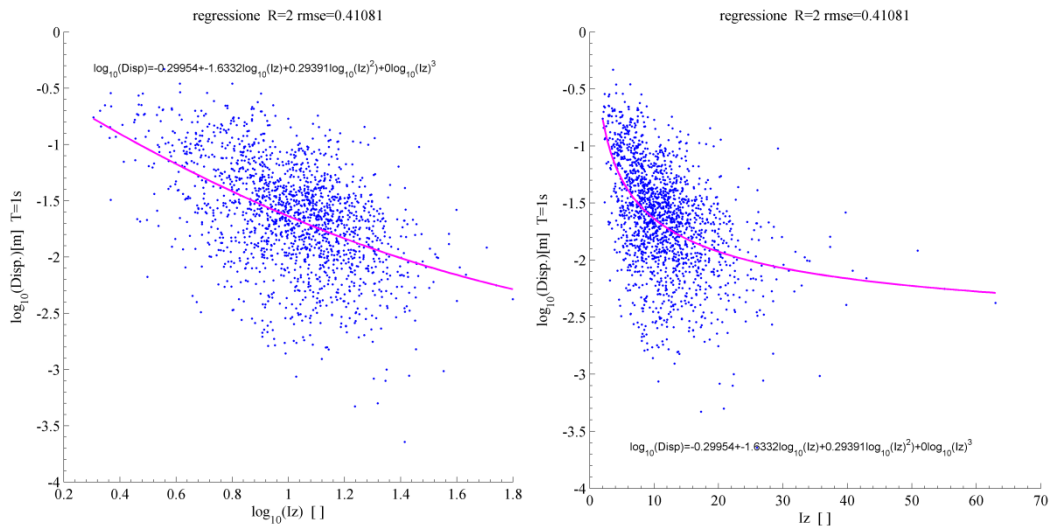


6.19 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs con residui e QQplot

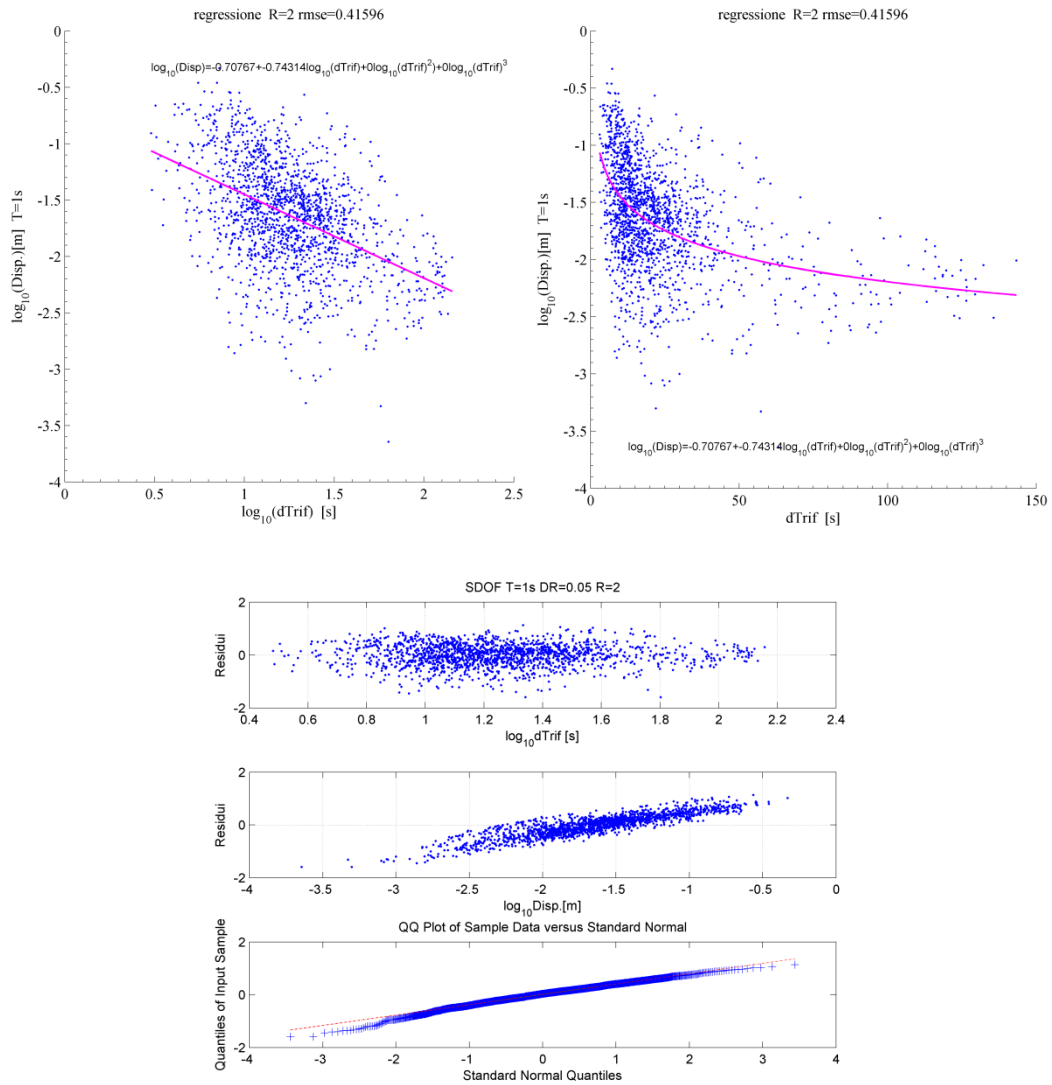




6.20 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs con residui e QQplot



6.21 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz con residui e QQplot



6.22 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif con residui e QQplot

6.2.2.3. Alta efficienza $\xi=0.15$

Stepwise quattro parametri

Modello a due parametri

<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
INP04	0.15	1	1	2	-1.3539	0.9696	-0.0147	0.0000	0.0871	-1.3556	0.9793	0.0872
PSaT_i	0.15	1	1	2	-1.4322	0.9589	0.0000	0.0000	0.0902	-1.4322	0.9589	0.0902
SIhkk	0.15	1	1	2	-0.1664	0.9577	0.0000	0.0000	0.0968	-0.1664	0.9577	0.0968
IMCRr4	0.15	1	1	2	-1.3176	0.9673	-0.0167	0.0000	0.0983	-1.3191	0.9795	0.0985
SIv	0.15	1	x	2	-0.6122	0.9948	0.0000	0.0000	0.1019	-0.6122	0.9948	0.1019

6.2.2.4. Bassa efficienza $\zeta=0.15$

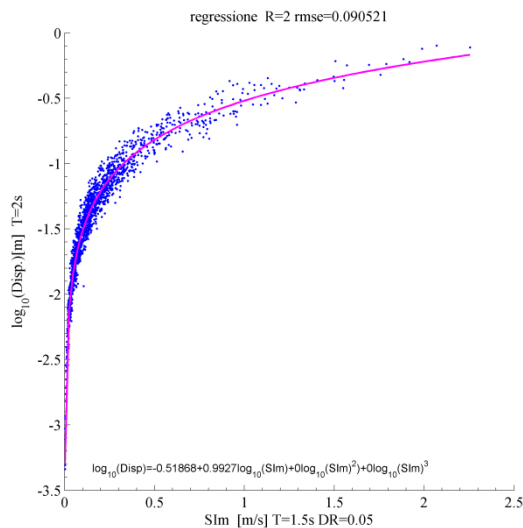
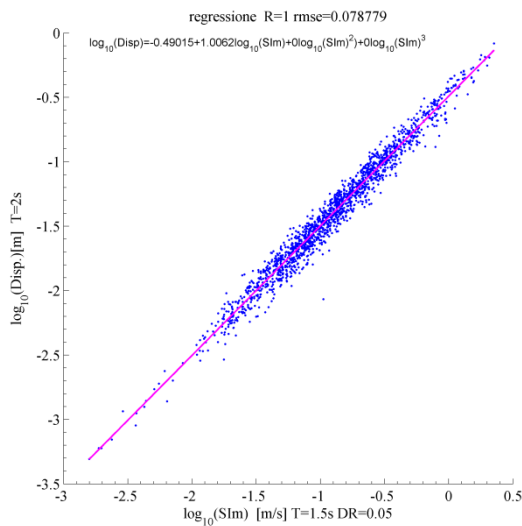
<i>IM</i>	ζ				<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
		<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SIa	0.15	1	x	2	0.1899	1.6328	0.4612	0.0725	0.2874	-0.3610	0.7236	0.2884
INP04	0.15	1	0.1	2	-1.6832	0.6741	0.0662	0.0726	0.2877	-1.6699	0.7224	0.2888
IMCRR4	0.15	1	0.1	2	-1.6908	0.6719	0.0648	0.0734	0.2884	-1.6778	0.7218	0.2894
PSaT_i	0.15	1	0.1	2	-1.6690	0.6699	0.0608	0.0708	0.2900	-1.6569	0.7167	0.2908
SIhkk	0.15	1	0.1	2	0.6646	0.7169	0.0000	0.0000	0.2906	0.6646	0.7169	0.2906

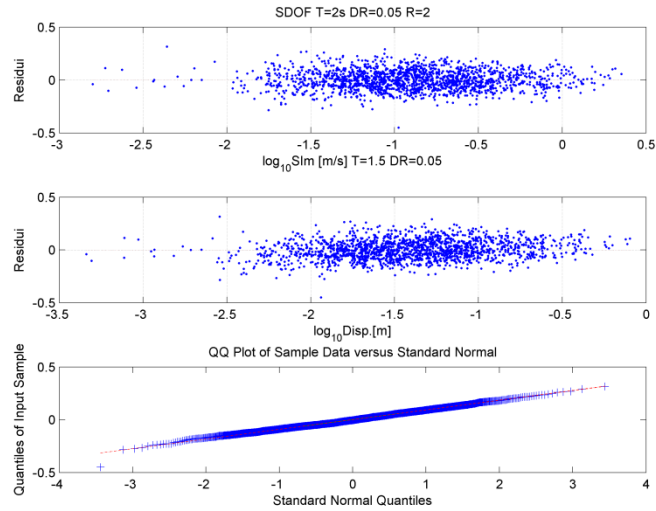
6.2.3. SDOF $T=2.0s, DR=0.05$ e $R=2$

6.2.3.1. Alta efficienza $\zeta=0.05$

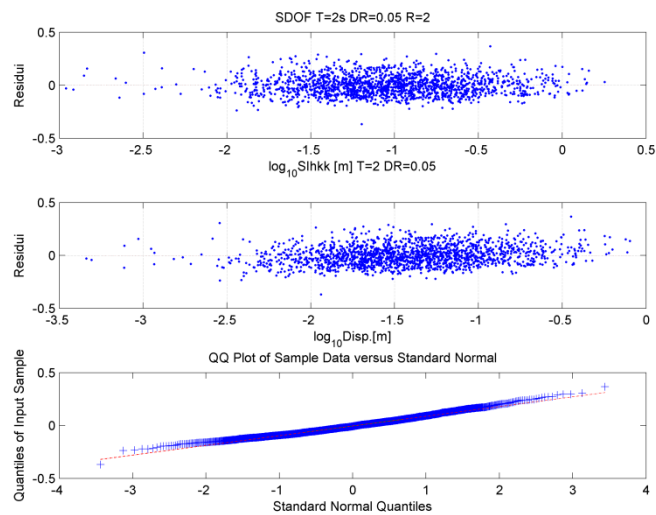
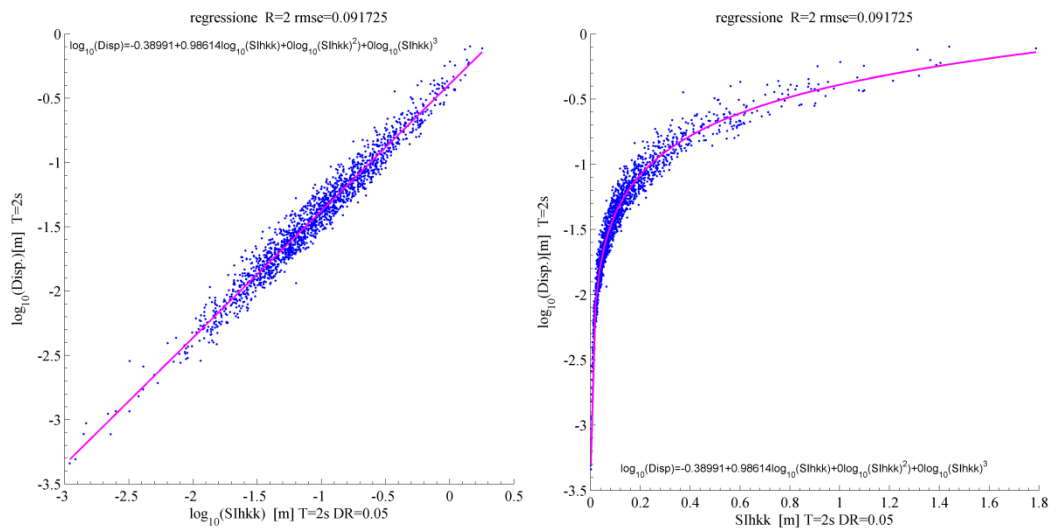
Per questo sistema si ottengono risultati sull'efficienza simili a quelli visti con l'oscillatore di 1 secondo, sia nelle misure d'intensità sia nel modello utilizzato.

<i>IM</i>	ζ				<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
		<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SIIm	0.05	2.00	1.50	2	-0.5187	0.9927	0.0000	0.0000	0.0905	-0.5187	0.9927	0.0905
SIhkk	0.05	2.00	2.00	2	-0.3899	0.9861	0.0000	0.0000	0.0917	-0.3899	0.9861	0.0917
INP04	0.05	2.00	2.00	2	-0.9208	0.9933	0.0000	0.0000	0.0926	-0.9208	0.9933	0.0926
SAavg_5	0.05	2.00	1.50	2	-0.9597	0.9946	0.0000	0.0000	0.0928	-0.9597	0.9946	0.0928
PSaT_i	0.05	2.00	2.00	2	-1.0244	0.9774	0.0000	0.0000	0.0971	-1.0244	0.9774	0.0971

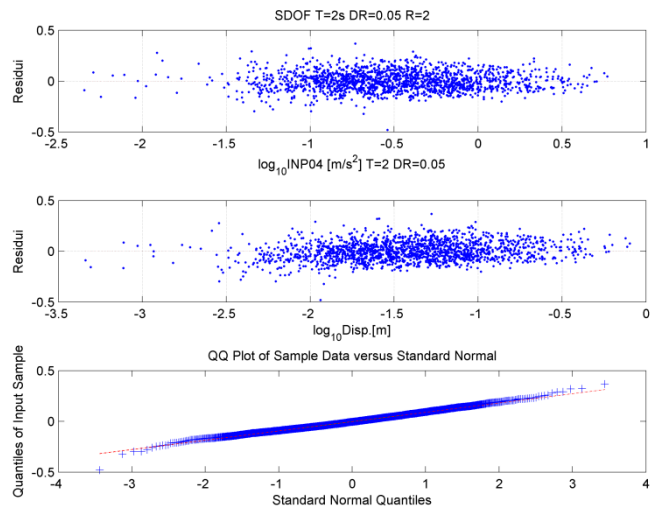
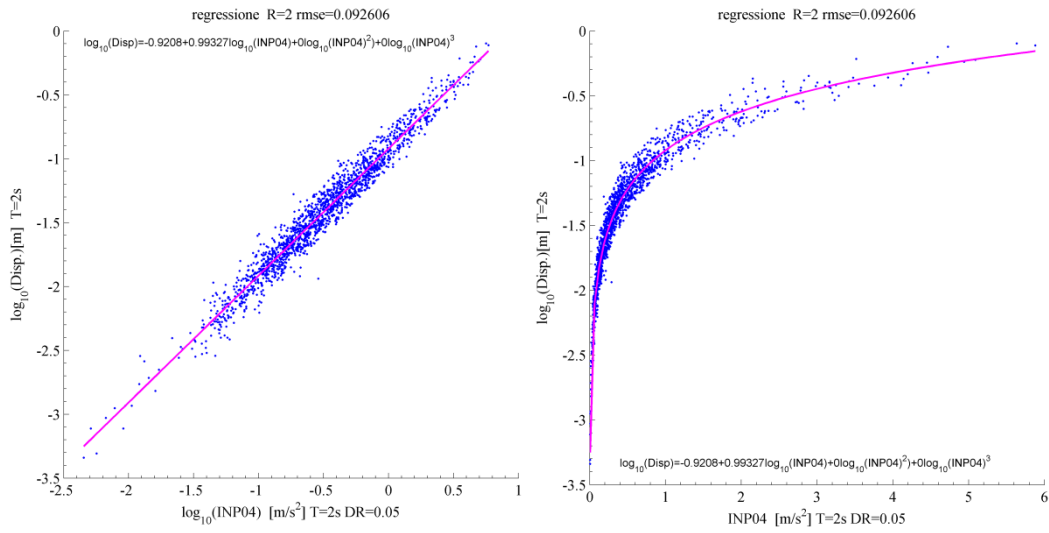




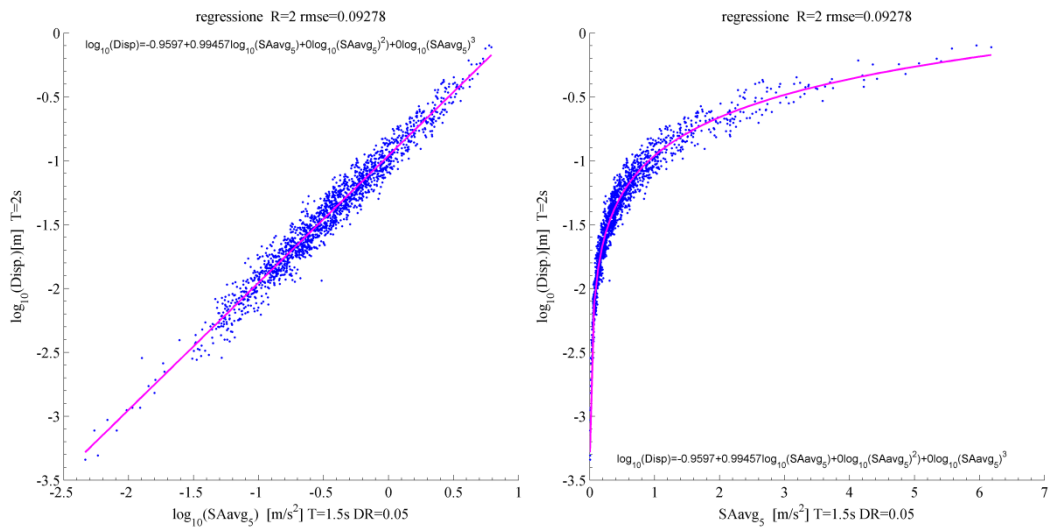
6.23 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=1.50 con residui e QQplot

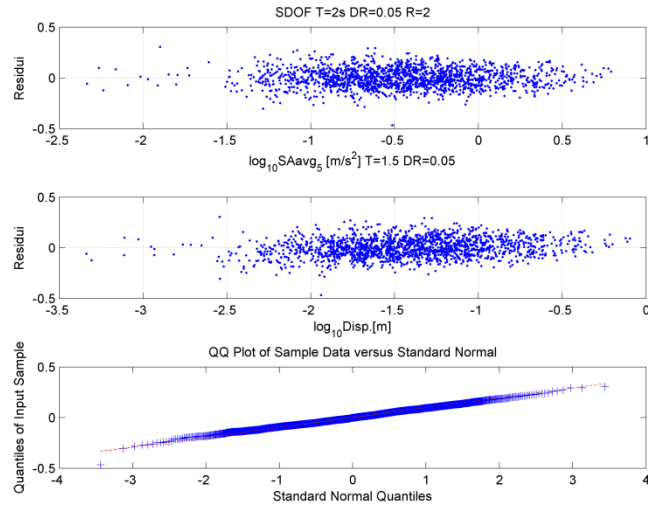


6.24 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIhkk T=2 con residui e QQplot

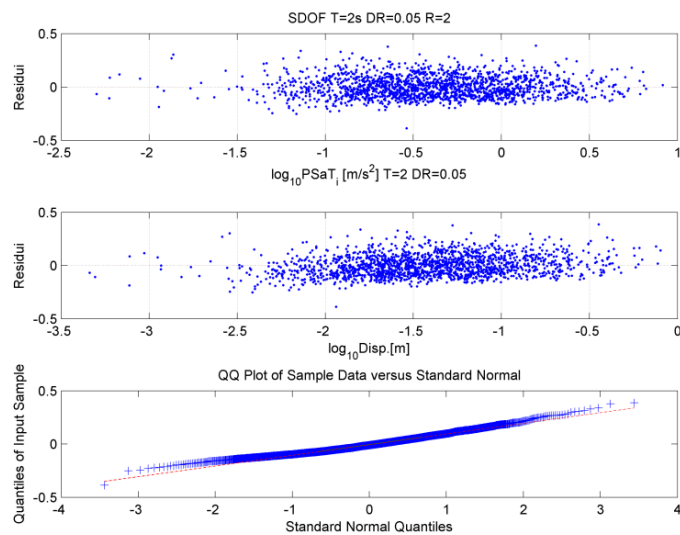
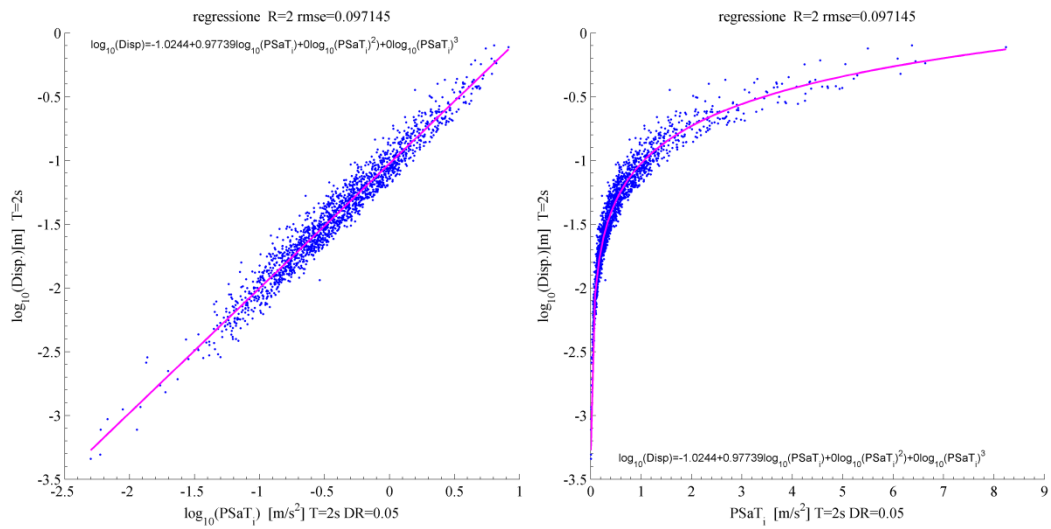


6.25 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=2 con residui e QQplot





6.26 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=1.50 con residui e QQplot

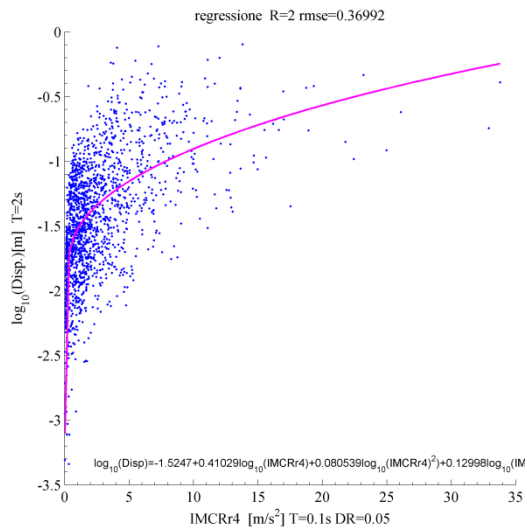
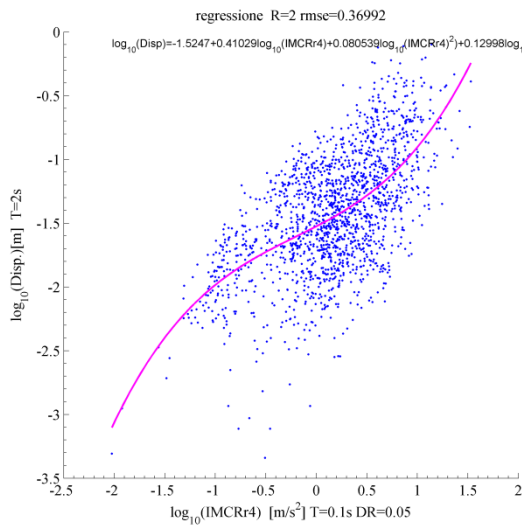


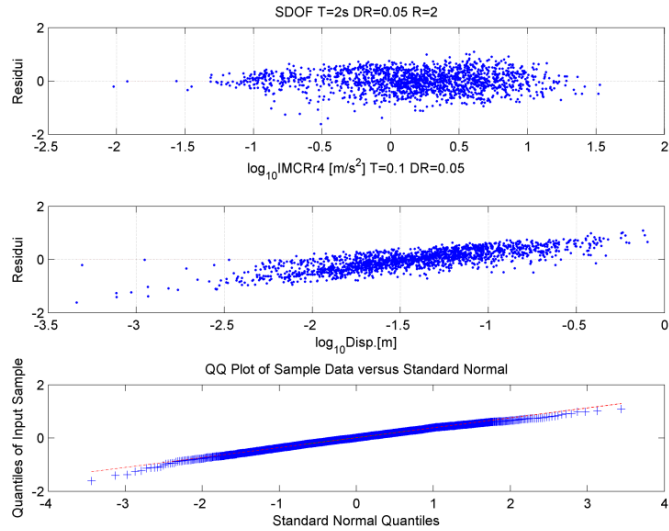
6.27 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di PSaT T=2 con residui e QQplot

6.2.3.2. Bassa efficienza $\xi=0.05$

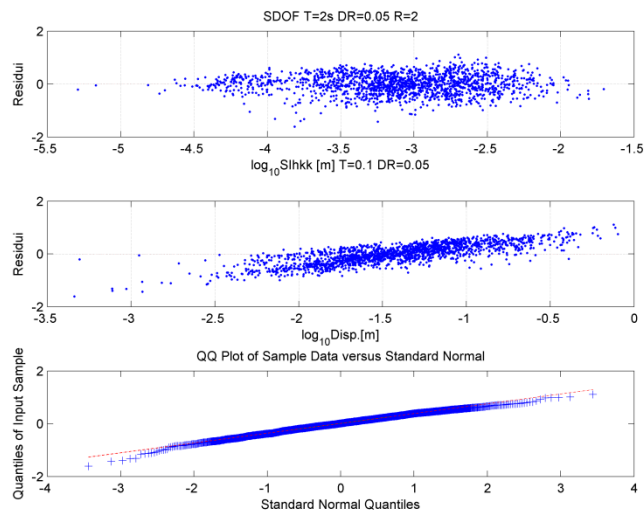
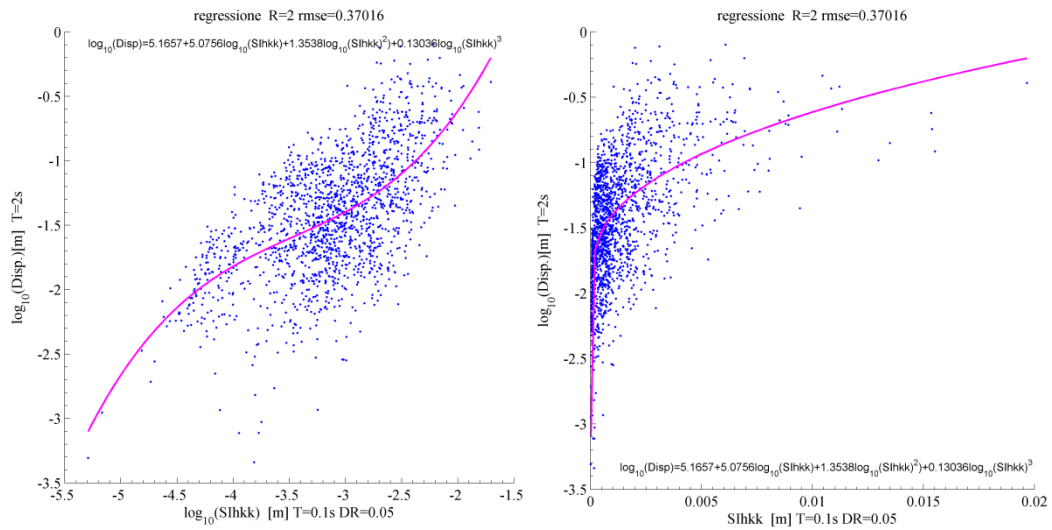
In questo caso le due misure maggiormente inefficienti restano la I_z e la durata significativa, mentre al posto delle misure basate sullo spostamento di picco troviamo quelle spettrali valutate per periodi fondamentali di 0.10 secondi, che si discosta molto da quello proprio dell'oscillatore. Per queste ultime tre misure risultano essere significativi tutti i coefficienti, anche se la dispersione non si differenzia molto da quella valutata con un solo coefficiente.

IM	ξ	T1	T(IM)	R	Stepwise quattro parametri					Modello a due parametri		
					a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
IMCRr4	0.05	2.00	0.10	2	-1.5247	0.4103	0.0805	0.1300	0.3699	-1.5101	0.5248	0.3732
SIhkk	0.05	2.00	0.10	2	5.1657	5.0756	1.3538	0.1304	0.3702	0.1930	0.5178	0.3734
PSaT_i	0.05	2.00	0.10	2	-1.4966	0.4112	0.0806	0.1258	0.3709	-1.4808	0.5168	0.3739
Iz	x	2.00	x	2	0.0042	-1.8631	0.4294	0.0000	0.4100	-0.3931	-1.0162	0.4109
dTrif	x	2.00	x	2	-0.9046	-0.4134	0.0000	0.0000	0.4496	-0.9046	-0.4134	0.4496

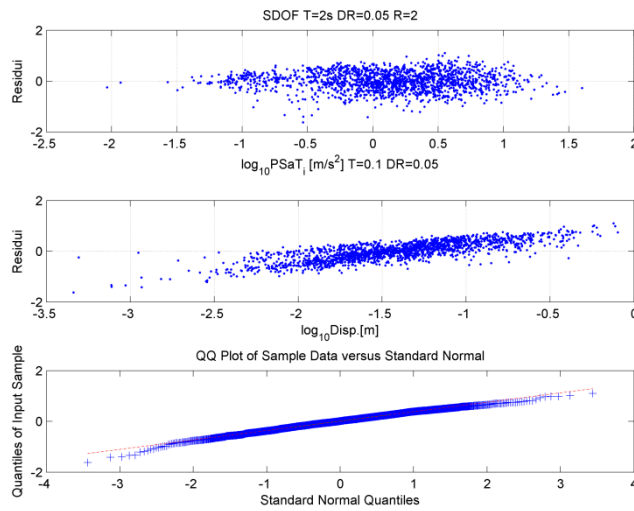
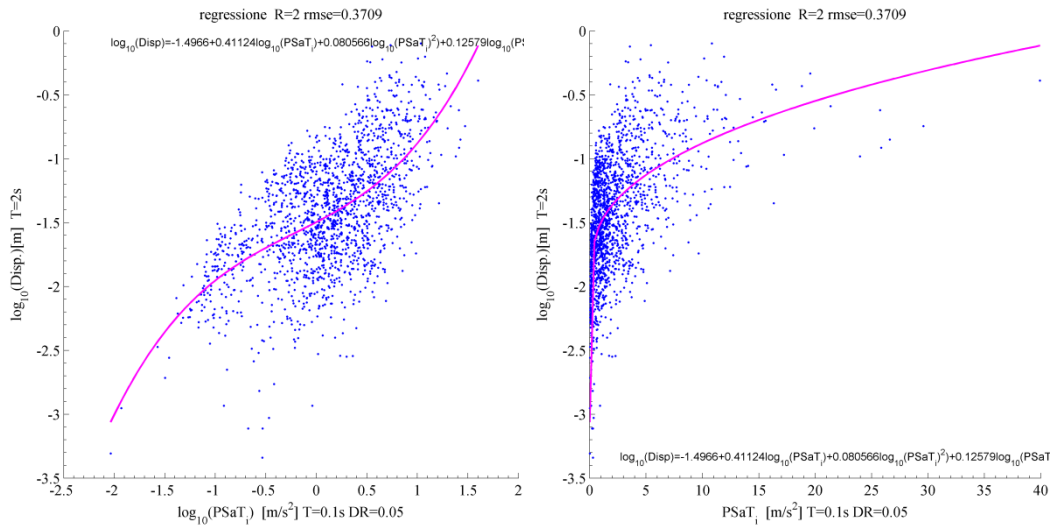




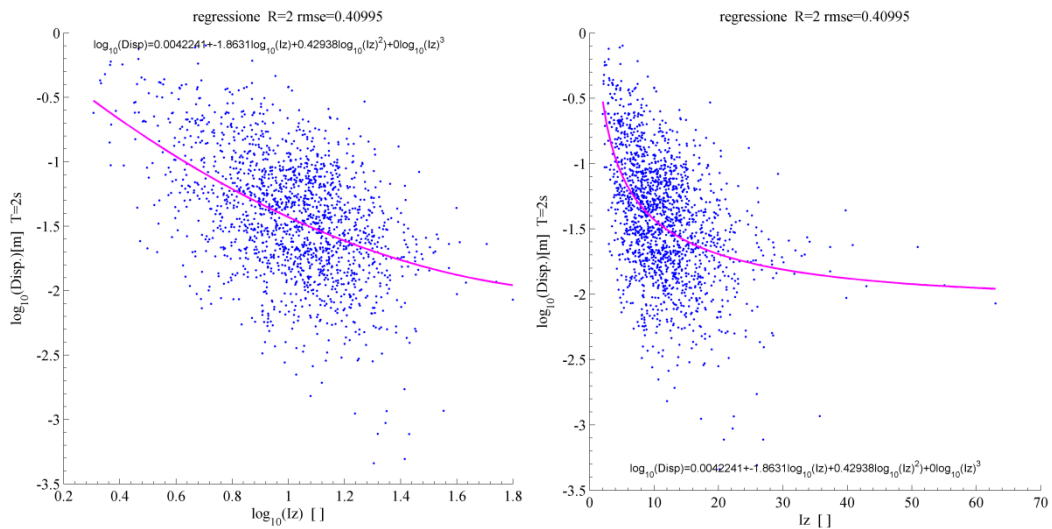
6.28 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMCRr4 T=0.10 con residui e QQplot

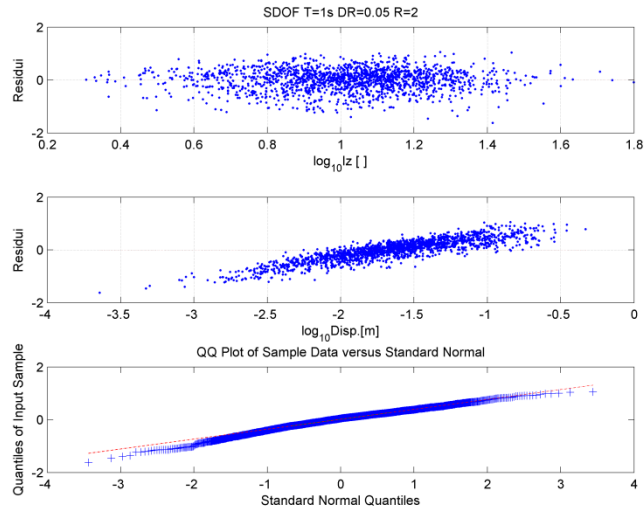


6.29 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Slhkk T=0.1 con residui e QQplot

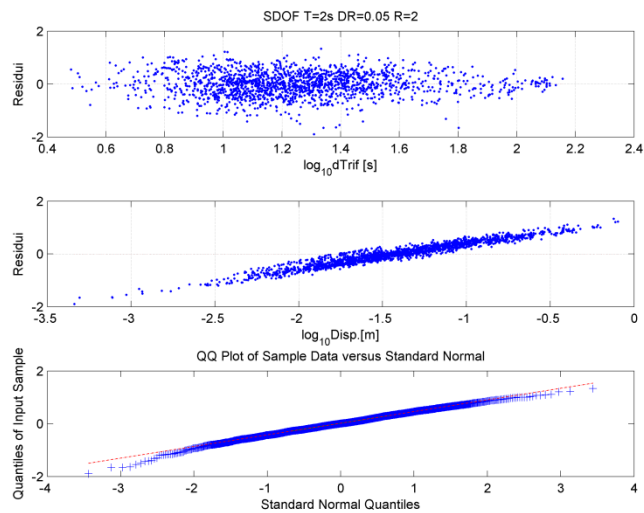
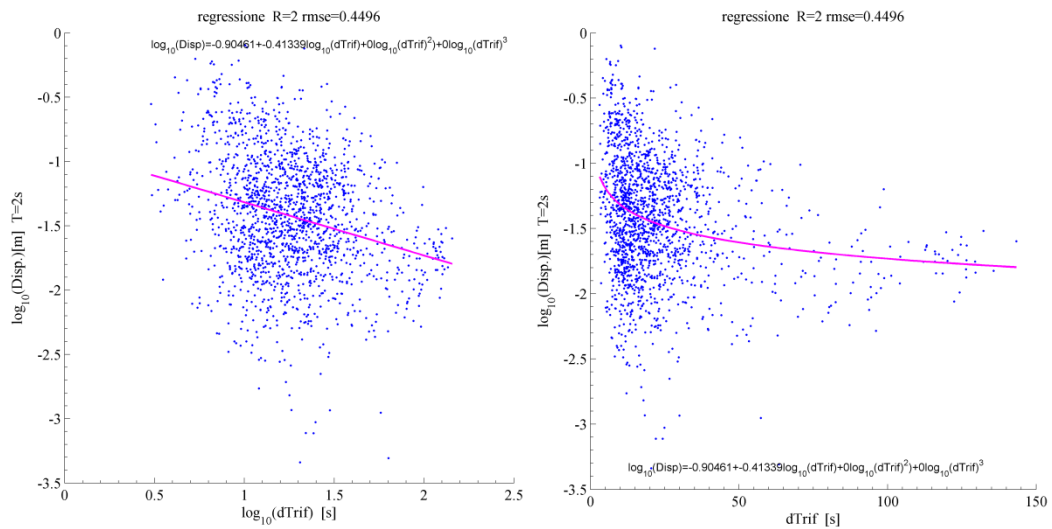


6.30 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di PSaT T=0.1 con residui e QQplot





6.31 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz con residui e QQplot



6.32 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif con residui e QQplot

6.2.3.3. Alta efficienza $\xi=0.15$

<i>IM</i>	ξ	<i>TI</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
INP04	0.15	2	2	2	-0.7683	0.9891	0.0000	0.0000	0.0940	-0.7683	0.9891	0.0940
PSaT_i	0.15	2	2	2	-0.8677	0.9762	0.0000	0.0000	0.0958	-0.8677	0.9762	0.0958
SIhkk	0.15	2	2	2	-0.2365	0.9773	0.0000	0.0000	0.0999	-0.2365	0.9773	0.0999
IMCRr4	0.15	2	2	2	-0.7301	0.9577	-0.0191	0.0000	0.1050	-0.7243	0.9851	0.1052
IMCRr4	0.15	2	1.5	2	-0.8950	0.9779	0.0000	0.0000	0.1087	-0.8950	0.9779	0.1087

6.2.3.4. Bassa efficienza $\xi=0.15$

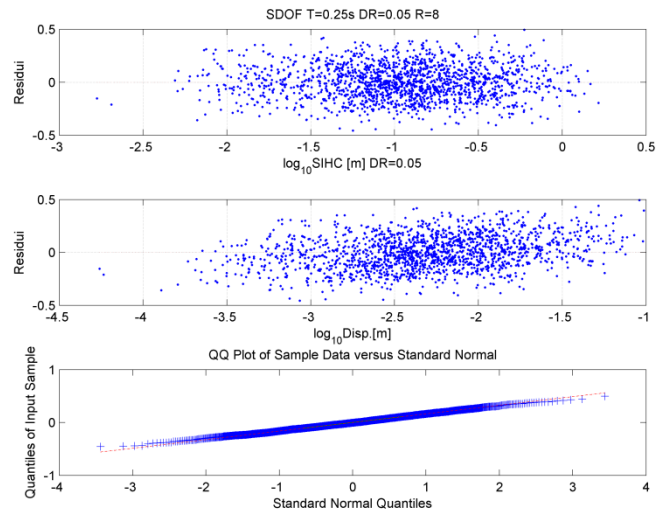
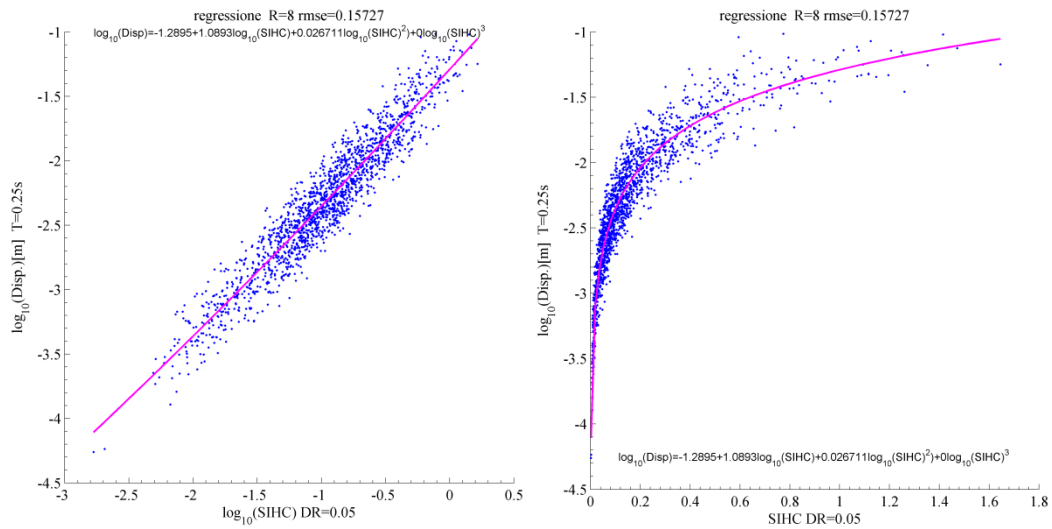
<i>IM</i>	ξ	<i>TI</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SIa	0.15	2	x	2	0.6106	2.2391	0.8381	0.1311	0.3555	-0.3986	0.5799	0.3586
INP04	0.15	2	0.1	2	-1.4729	0.4932	0.1237	0.1302	0.3557	-1.4475	0.5790	0.3587
IMCRr4	0.15	2	0.1	2	-1.4785	0.4889	0.1211	0.1320	0.3562	-1.4539	0.5781	0.3592
SIhkk	0.15	2	0.1	2	5.7296	5.2774	1.3542	0.1267	0.3569	0.4235	0.5746	0.3597
PSaT_i	0.15	2	0.1	2	-1.4618	0.4933	0.1200	0.1260	0.3570	-1.4372	0.5745	0.3598

6.2.4. SDOF $T=0.25s$ e $R=8$

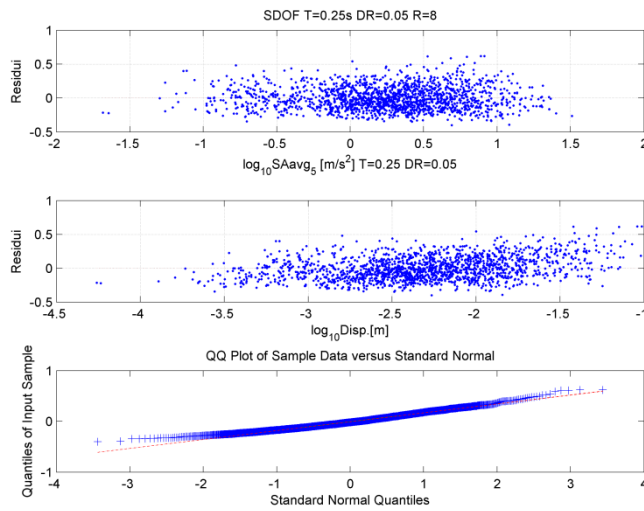
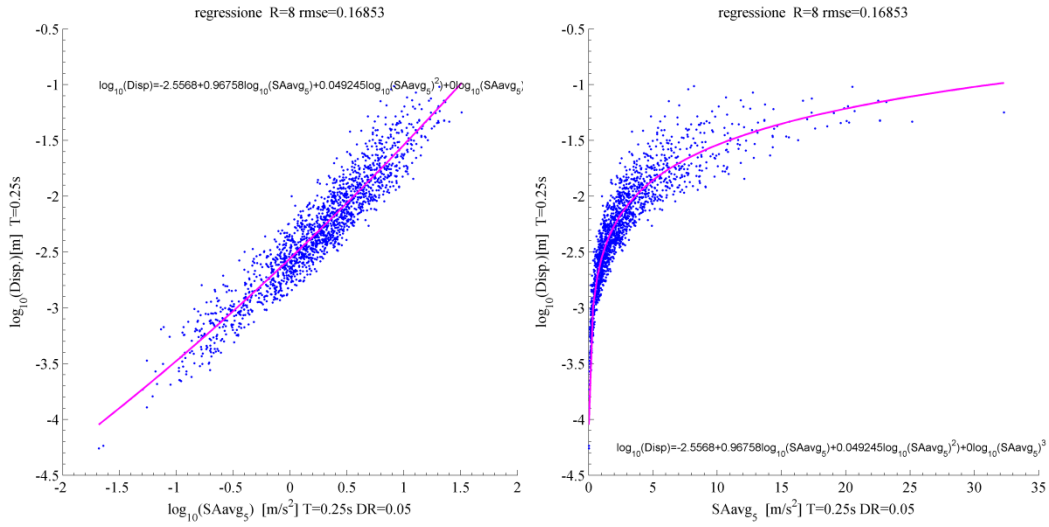
6.2.4.1. Alta efficienza $\xi=0.05$ e $\xi=x$

Per gli oscillatori con periodo di 0.25 secondi ed un elevato grado di inelasticità, si vede come le misure più efficienti per descrivere la domanda di spostamento inelastico sono quelle basate sull'accelerazione, sia spettrale (*SAavg* e *IMSRr6*) che del terreno (*Ic*), oltre alle misure derivate dall'intensità di Housner. Tra le misure elencate in tabella, l'unica riferita ad un valore di picco è la *Ic*, mentre le altre si riferiscono a valori spettrali su di un certo intervallo di periodi. Confrontando i risultati di dispersione ottenuti da una regressione stepwise e da quella lineare nel logaritmo, si vede che anche in questo caso le deviazioni standard sono molto simili.

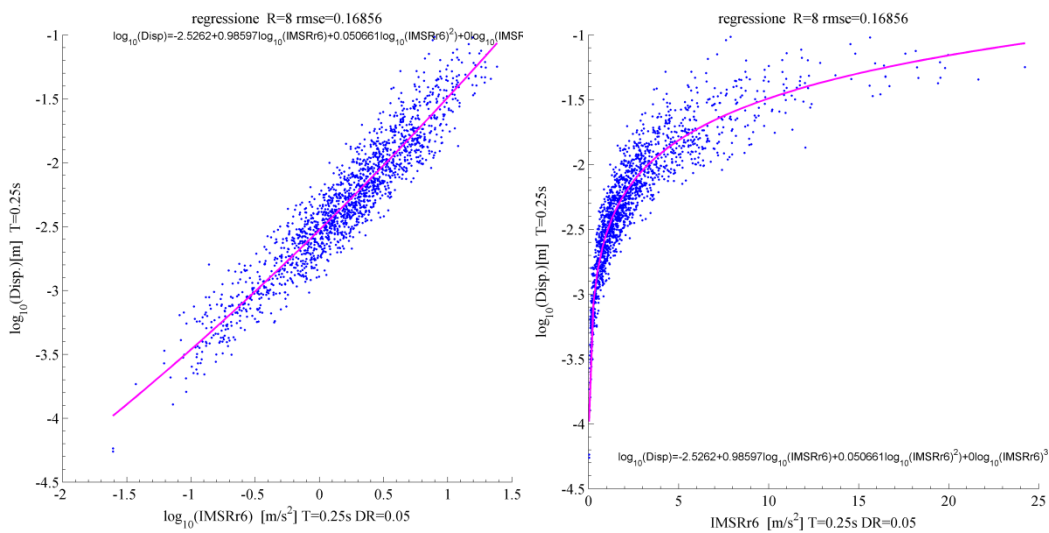
<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SIHC	0.05	0.25	x	8	-1.2895	1.0893	0.0267	0.0000	0.1573	-1.3123	1.0338	0.1574
SAavg_5	0.05	0.25	0.25	8	-2.5568	0.9676	0.0492	0.0000	0.1685	-2.5452	0.9804	0.1693
IMSRr6	0.05	0.25	0.25	8	-2.5262	0.9860	0.0507	0.0000	0.1686	-2.5143	0.9961	0.1693
SIm	0.05	0.25	0.25	8	-1.3101	1.0288	0.0000	-0.0115	0.1690	-1.3393	0.9791	0.1694
Ic	x	0.25	x	8	-1.9911	0.7686	0.0000	-0.0126	0.1694	-1.9943	0.7394	0.1702

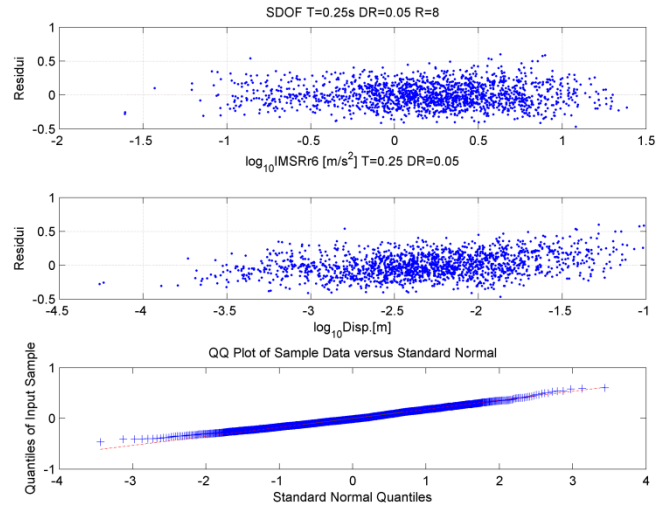


6.33 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHC con residui e QQplot

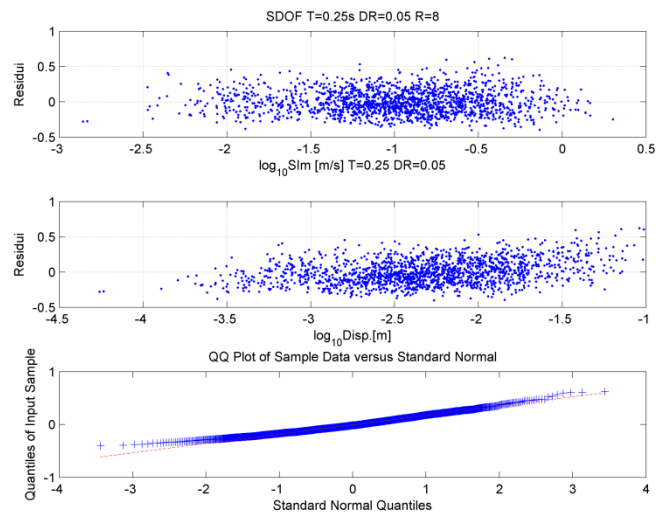
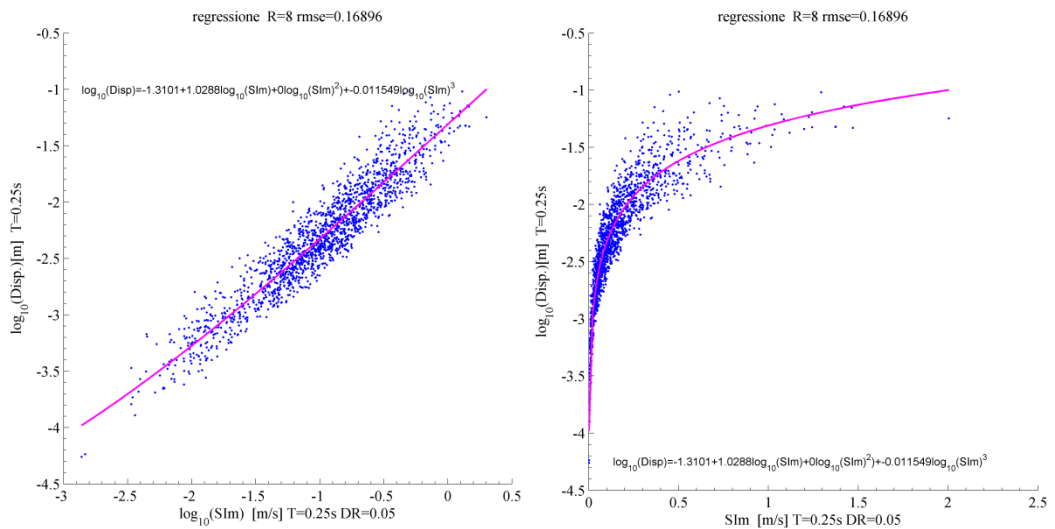


6.34 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.25 con residui e QQplot

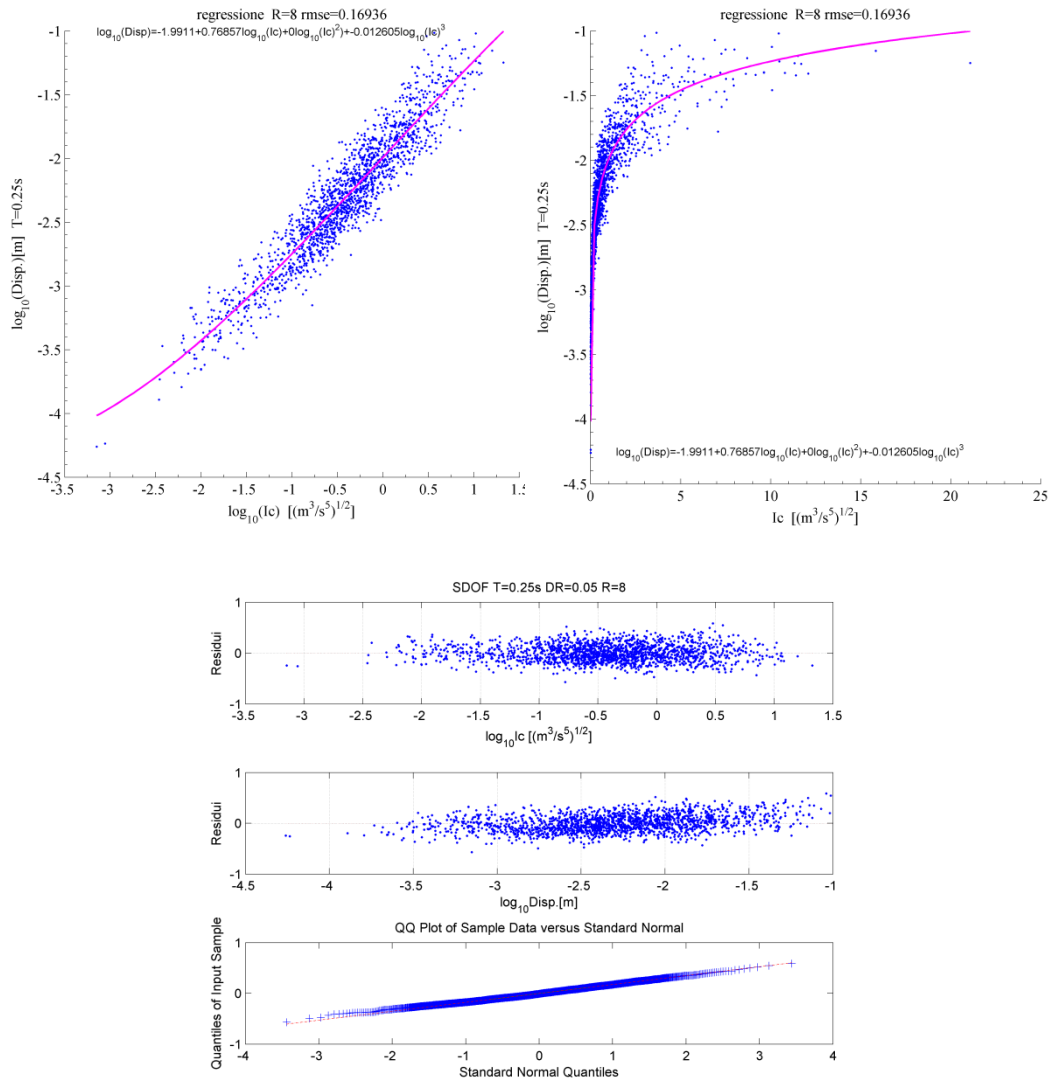




6.35 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMSRr6 T=0.25 con residui e QQplot



6.36 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIM T=0.25 con residui e QQplot



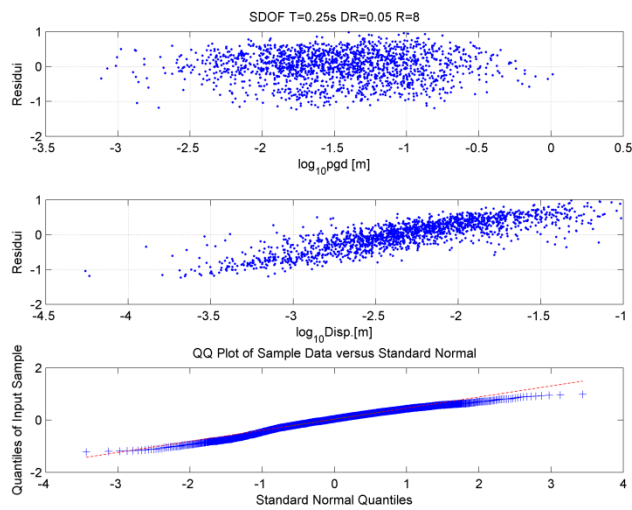
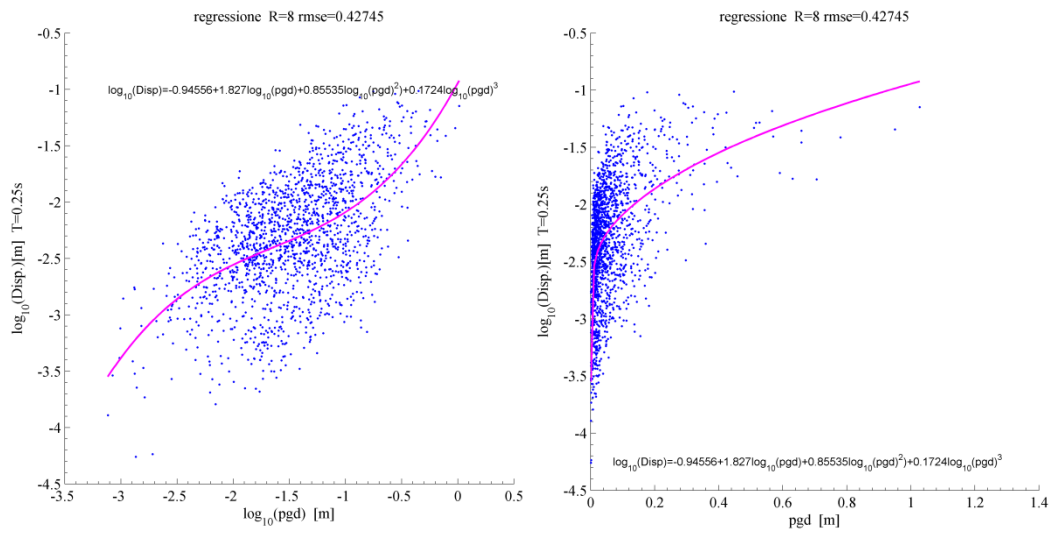
6.37 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di I_c con residui e QQplot

6.2.4.2. Bassa efficienza $\zeta=0.05$ e $\zeta=x$

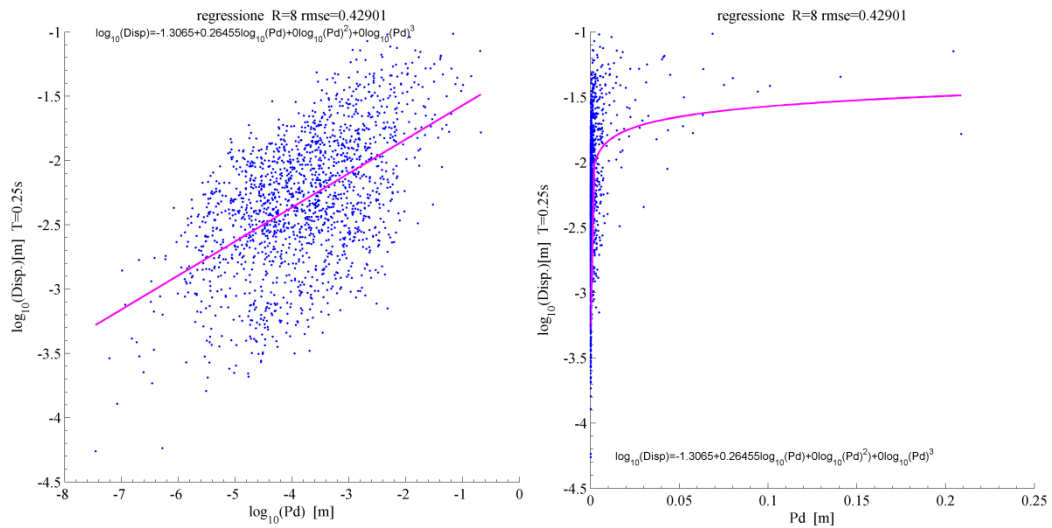
Come per gli oscillatore con grado di inelasticità basso, si vede che le misure che mostrano più inefficienza sono quelle riferite allo spostamento massimo del terreno, oltre alla I_z che è definita dalla combinazione di p_{ga} con la p_{gv} .

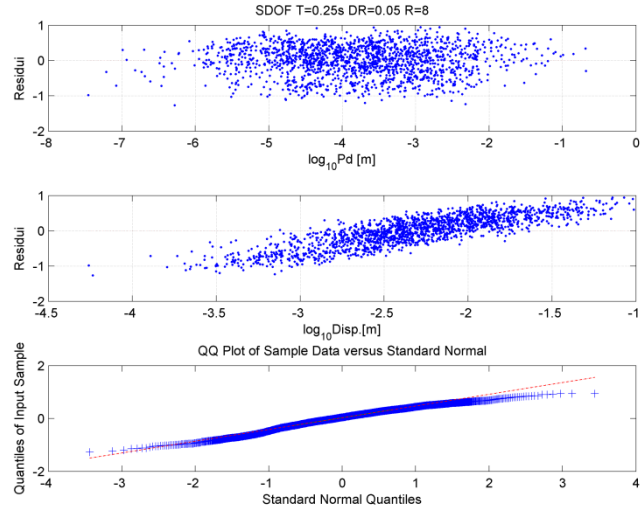
Stepwise quattro parametri Modello a due parametri

<i>IM</i>	ζ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	Stepwise quattro parametri					Modello a due parametri		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
pgd	x	0.25	x	8	-0.9456	1.8270	0.8554	0.1724	0.4275	-1.5019	0.5492	0.4304
Pd	x	0.25	x	8	-1.3065	0.2646	0.0000	0.0000	0.4290	-1.3065	0.2646	0.4290
Iz	x	0.25	x	8	-0.7755	-1.9897	0.4469	0.0000	0.4500	-1.1890	-1.1082	0.4510
Id	x	0.25	x	8	-1.8809	0.4076	0.0000	0.0000	0.4666	-1.8809	0.4076	0.4666
dRs	x	0.25	x	8	-1.8572	0.3760	0.0000	0.0000	0.4709	-1.8572	0.3760	0.4709

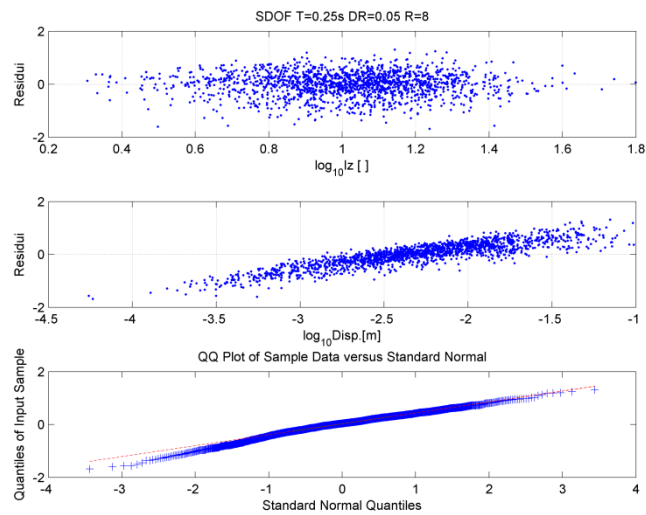
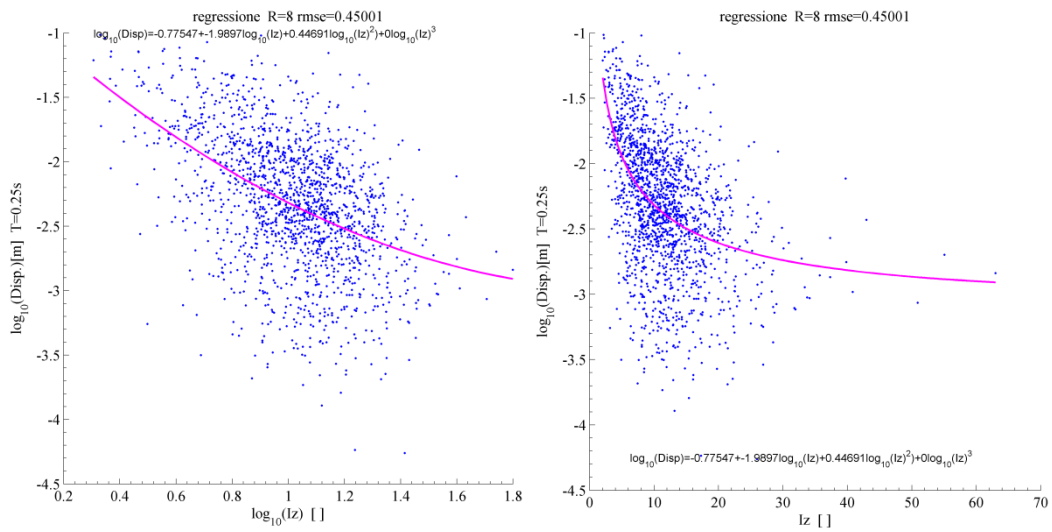


6.38 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd con residui e QQplot

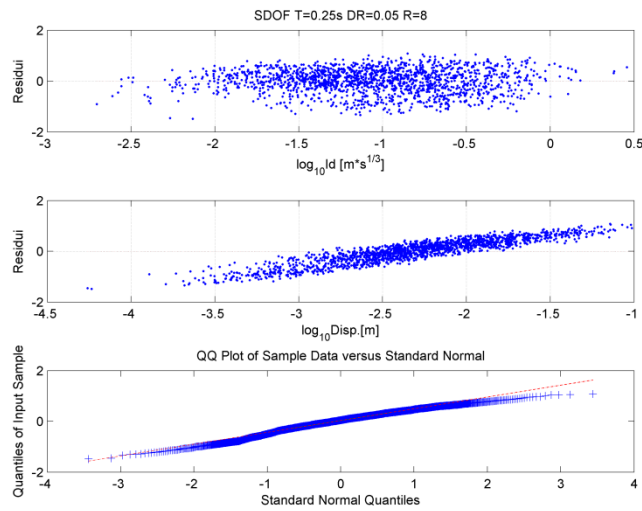
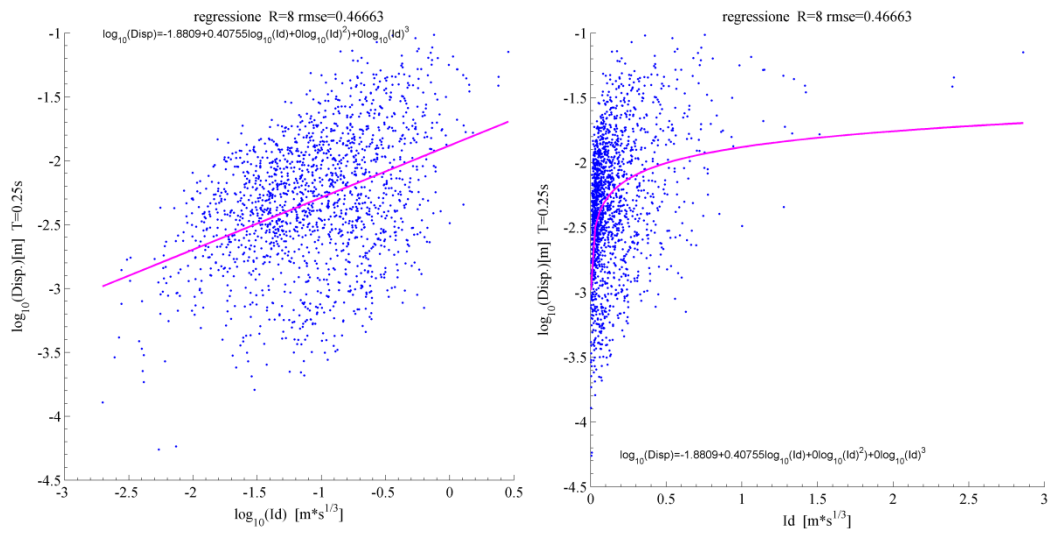




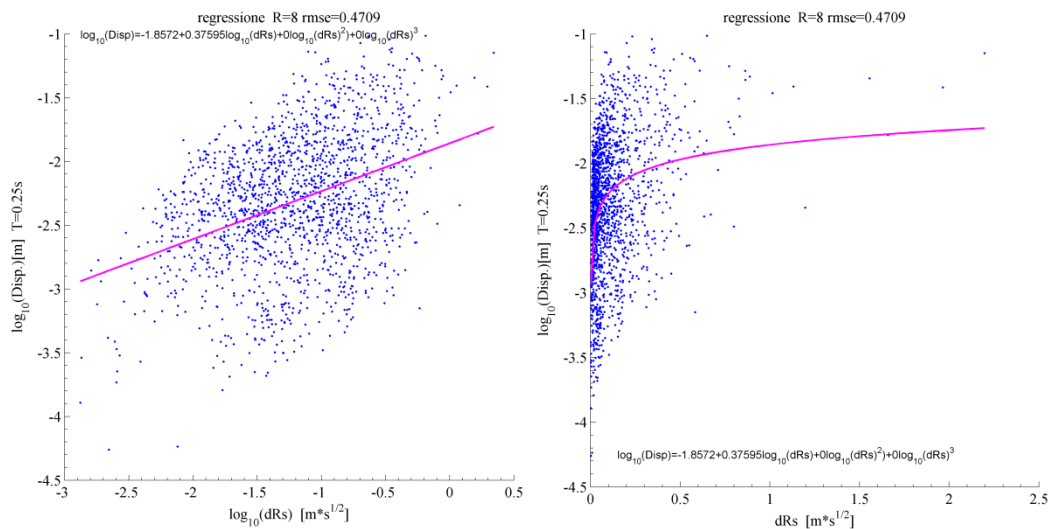
6.39 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Pd con residui e QQplot

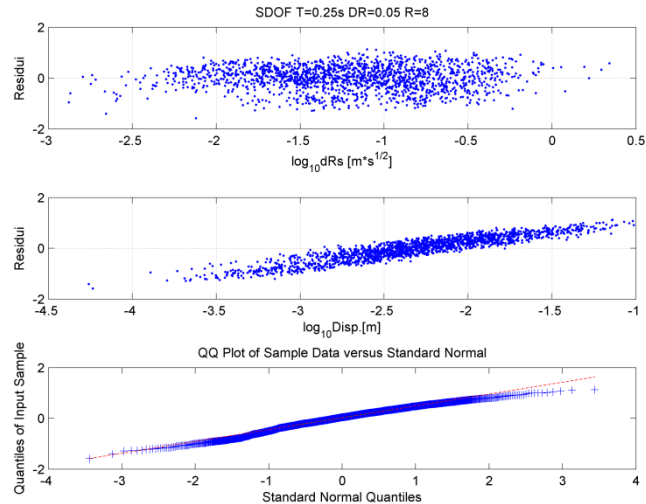


6.40 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz con residui e QQplot



6.41 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id con residui e QQplo





6.42 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs con residui e QQplot

6.2.4.3. Alta efficienza $\zeta=0.15$

Per le misure spettrali con elevato smorzamento viscoso si ottengono risultati di efficienza leggermente migliori rispetto ad uno smorzamento del 5% e come quest'ultime si riferiscono a valori di accelerazione spettrale su intervalli di periodo. Tra queste si trovano anche due misure derivate dall'intensità di Housner, le quali si differenziano da quest'ultima per il fatto di essere valutate per intervalli di periodi di valore più basso e che quindi descrivono in modo migliore i spostamenti di oscillatori caratterizzati da periodi bassi, come quello in esame.

<i>IM</i>	ζ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
IMSRr6	0.15	0.25	0.25	8	-2.3500	1.0076	0.0398	0.0000	0.1516	-2.3405	1.0028	0.1521
SIHC	0.15	0.25	x	8	-1.1358	1.0201	0.0000	0.0000	0.1528	-1.1358	1.0201	0.1528
IMc	0.15	0.25	0.25	8	-2.3773	0.9935	0.0449	0.0000	0.1552	-2.3661	0.9895	0.1559
SIhkk	0.15	0.25	0.5	8	-0.4238	0.9814	0.0000	0.0000	0.1592	-0.4238	0.9814	0.1592
INP04	0.15	0.25	0.5	8	-2.2764	0.9961	0.0000	0.0000	0.1616	-2.2764	0.9961	0.1616

6.2.4.4. Bassa efficienza $\zeta=0.15$

Se si fa riferimento alle sole misure spettrali con fattore di smorzamento del 15% si trova che la minor efficienza si ha per quelle valutate con periodi molto diversi da quelli degli oscillatori semplici, come era ovvio aspettarsi.

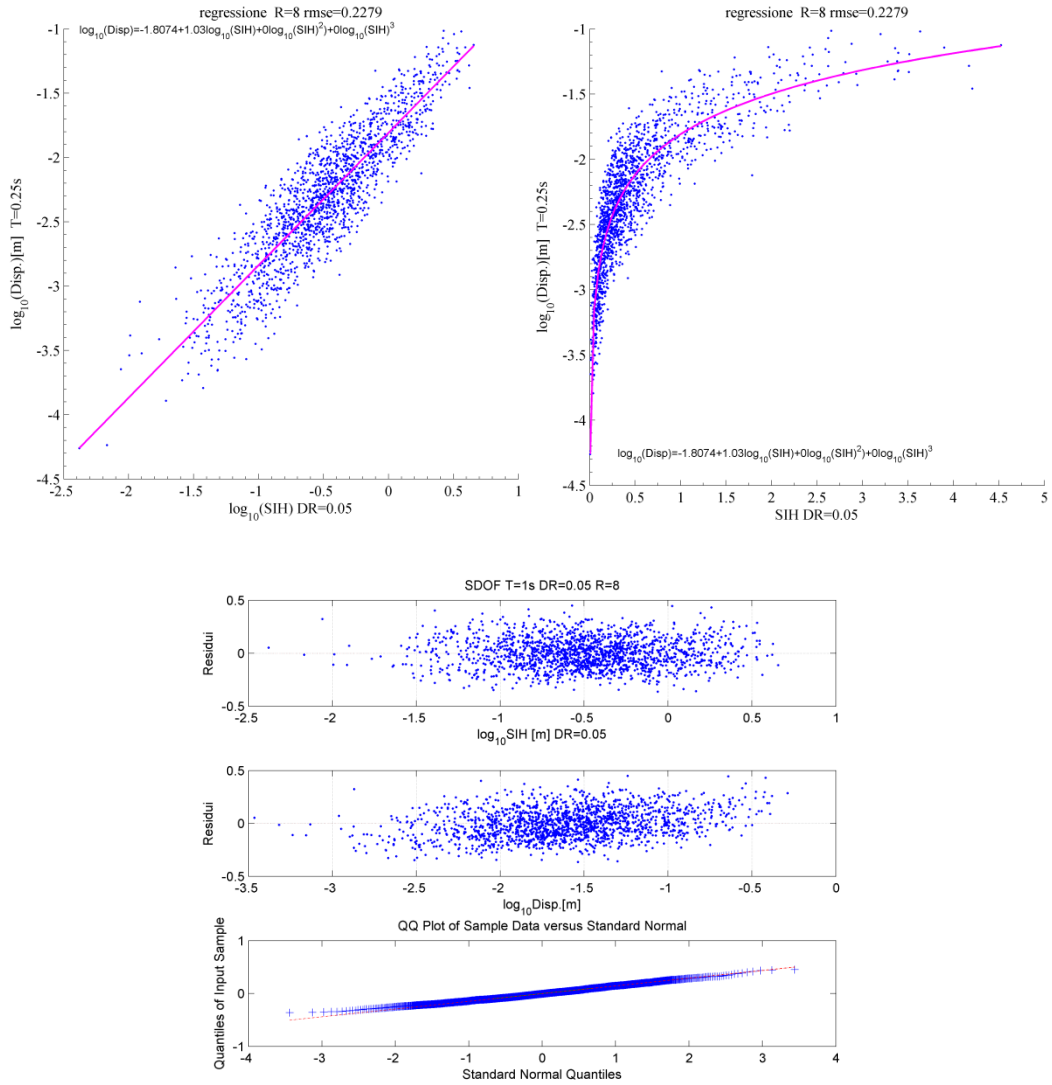
<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
PSaT_i	0.15	0.25	2	8	-1.8172	0.8700	0.0000	0.0000	0.3091	-1.8172	0.8700	0.3091
INP04	0.15	0.25	2	8	-1.7419	0.8614	0.0000	0.0000	0.3205	-1.7419	0.8614	0.3205
IMCRr4	0.15	0.25	2	8	-1.7107	0.8479	0.0000	0.0000	0.3286	-1.7107	0.8479	0.3286
IMc	0.15	0.25	2	8	-1.6390	0.9094	0.0487	0.0000	0.3389	-1.6594	0.8322	0.3392
IMSRr6	0.15	0.25	2	8	-1.5892	0.9091	0.0563	0.0000	0.3495	-1.6194	0.8118	0.3499

6.2.5. SDOF $T=1s$ e $R=8$

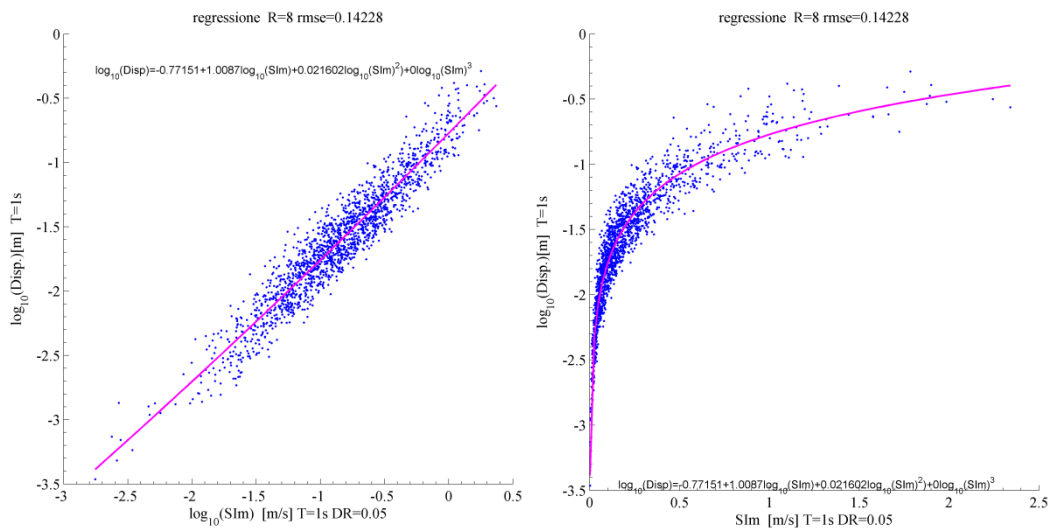
6.2.5.1. Alta efficienza $\xi=0.05$ e $\xi=x$

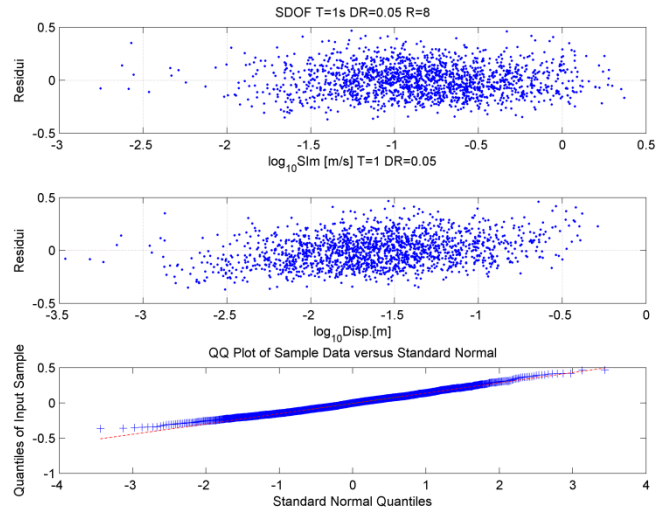
Per sistemi con periodo di oscillazione pari a 1 secondo, si vede come la misura più efficiente sia l'intensità spettrale di Housner, che per la sua definizione descrive al meglio quei sistemi che hanno un periodo che ricade nella zona cosiddetta sensibile alle velocità. Mostrano un'ottima efficienza anche quelle misure derivate dall'intensità di Housner e le misure basate su più valori di accelerazione spettrale. Dalla regressione stepwise si vede come ci sia un solo coefficiente significativo per il modello a esclusione della SIm.

<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello a due parametri</i>		
					<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SIH	0.05	1	x	8	-1.1117	1.0111	0.0000	0.0000	0.1384	-1.1117	1.0111	0.1384
SIm	0.05	1	1	8	-0.7715	1.0087	0.0216	0.0000	0.1423	-0.7843	0.9699	0.1424
SIv	0.05	1	x	8	-0.7688	0.9889	0.0000	0.0000	0.1439	-0.7688	0.9889	0.1439
INP04	0.05	1	1	8	-1.4994	0.9581	0.0000	0.0000	0.1498	-1.4994	0.9581	0.1498
SAavg_5	0.05	1	0.75	8	-1.5457	0.9544	0.0000	0.0000	0.1502	-1.5457	0.9544	0.1502

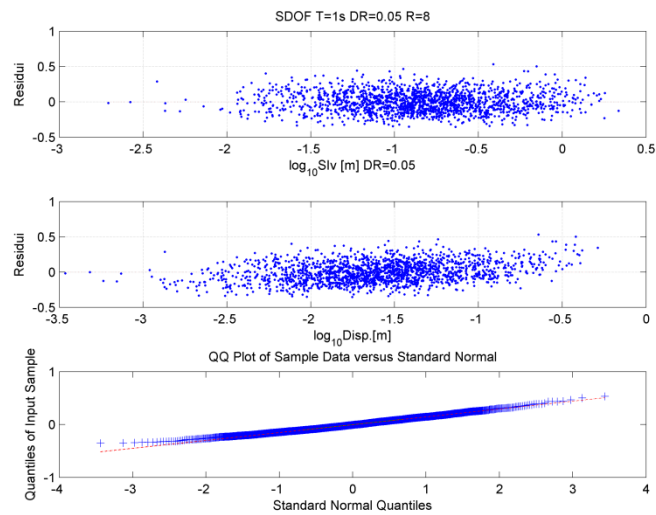
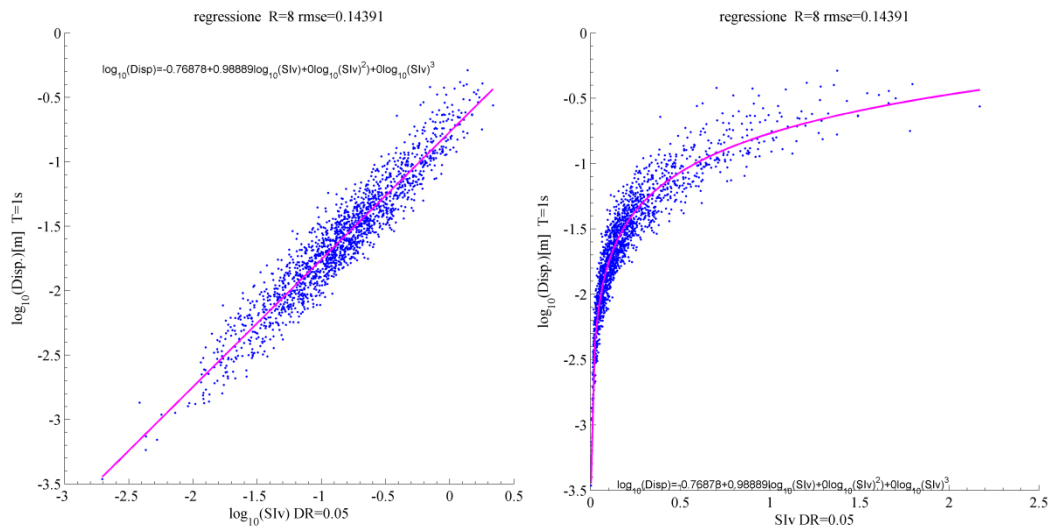


6.43 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIH con residui e QQplot

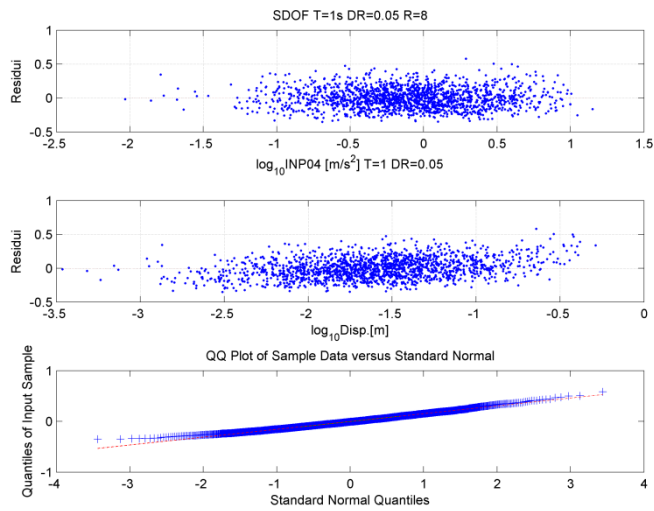
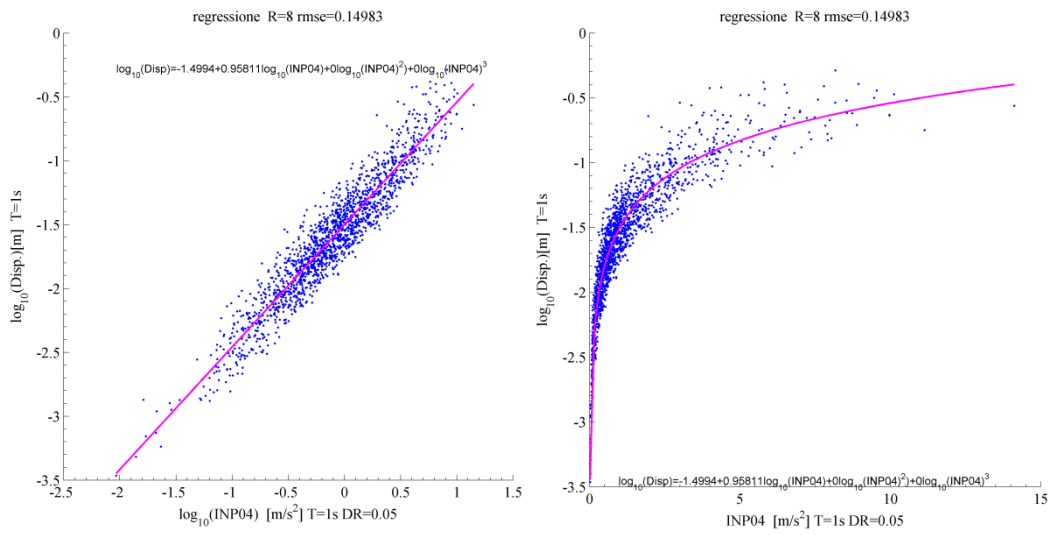




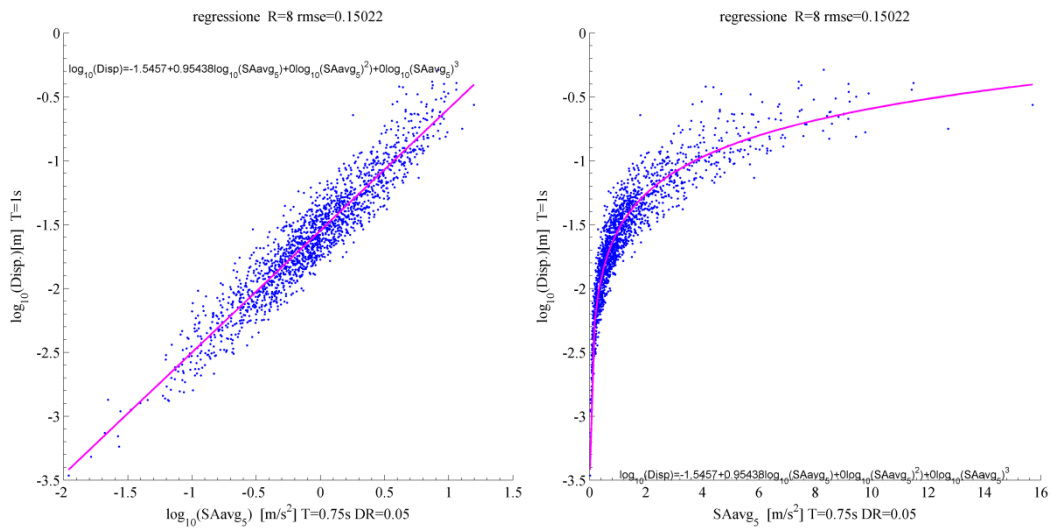
6.44 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=1s con residui e QQplot

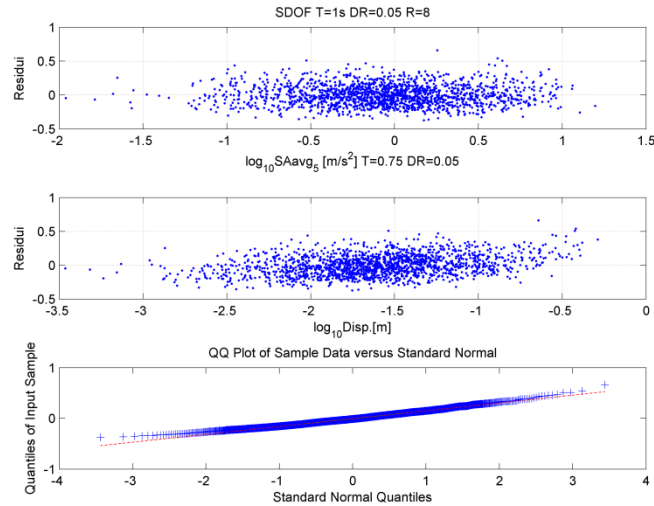


6.45 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Siv con residui e QQplot



6.46 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=1s con residui e QQplot





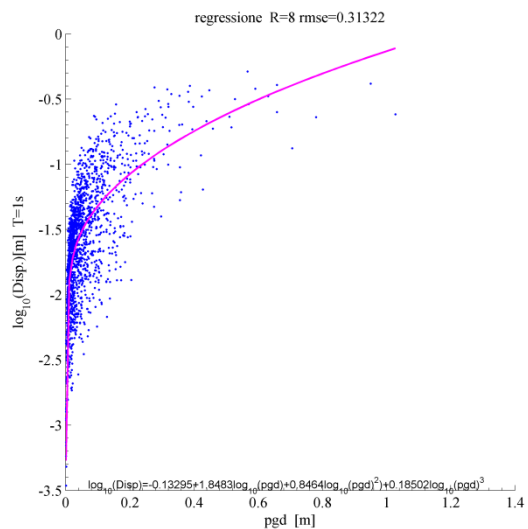
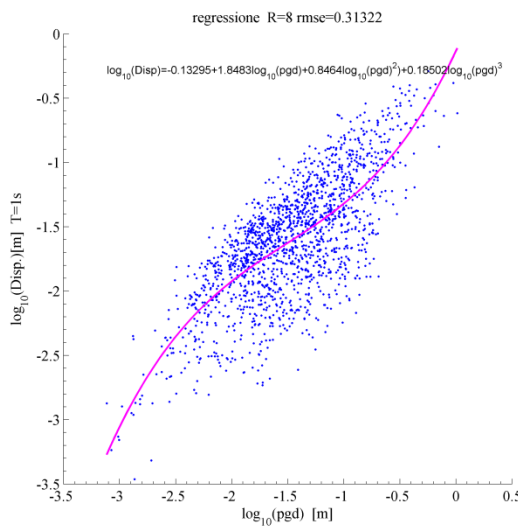
6.47 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.75s con residui e QQplot

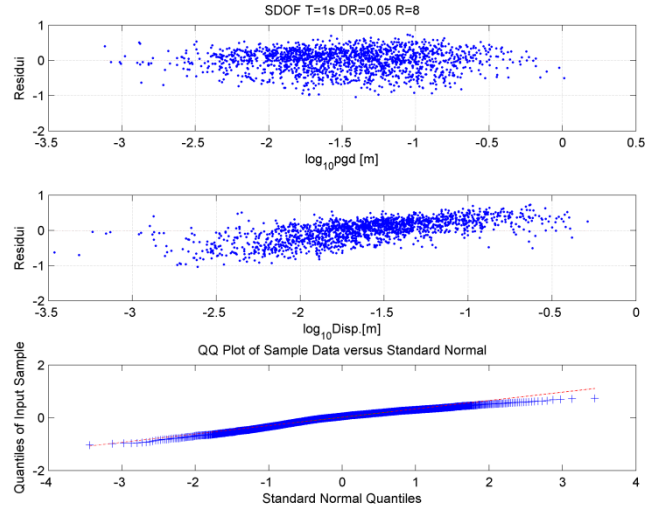
6.2.5.2. Bassa efficienza $\zeta=0.05$ e $\zeta=x$

Le misure d'intensità che mostrano una più elevata efficienza per sistemi di questo tipo, sono quelle riferite allo spostamento di picco del terreno, oltre alla I_z e la durata significativa della registrazione.

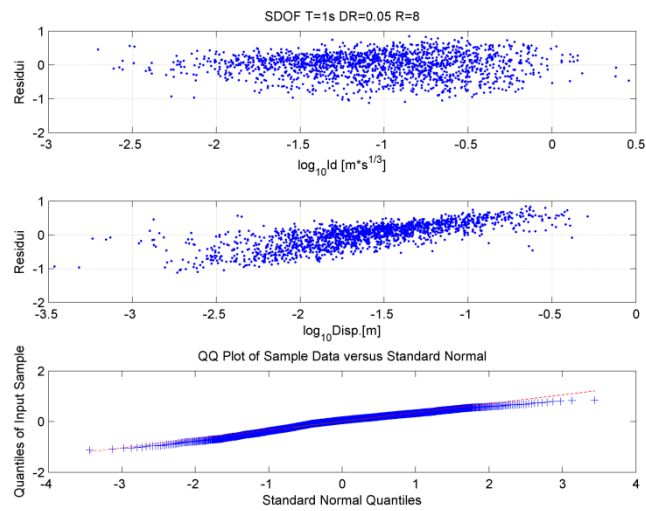
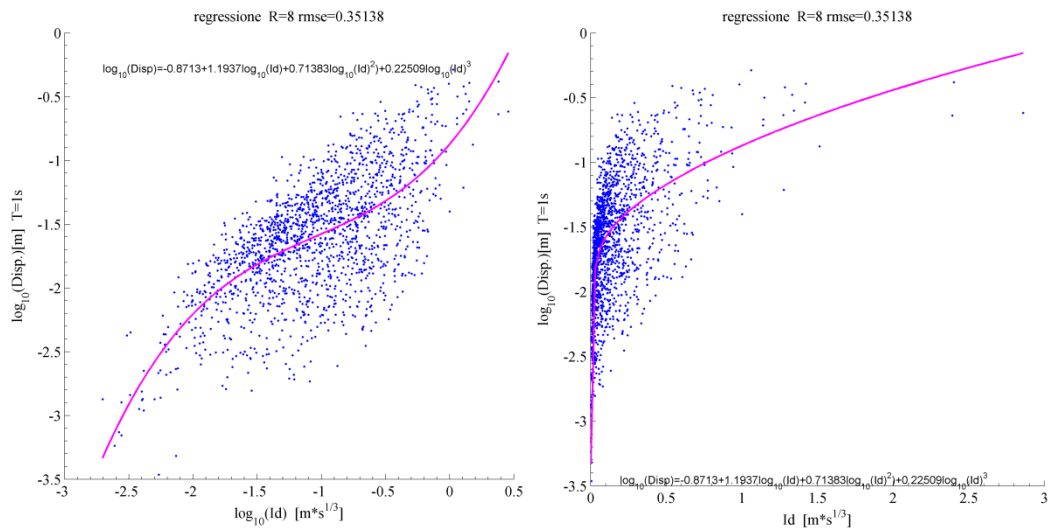
Stepwise quattro parametri Modello a due parametri

<i>IM</i>	ζ	<i>T</i> ₁	<i>T</i> (<i>IM</i>)	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i> ₁	<i>b</i> ₂	<i>b</i> ₃	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
pgd	x	1	x	8	-0.1330	1.8483	0.8464	0.1850	0.3132	-0.5865	0.6919	0.3174
Id	x	1	x	8	-0.8713	1.1937	0.7138	0.2251	0.3514	-0.9724	0.6002	0.3569
dRs	x	1	x	8	-0.7556	1.2783	0.7178	0.1976	0.3624	-0.9327	0.5576	0.3672
I_z	x	1	x	8	-0.0835	-2.0231	0.4906	0.0000	0.4089	-0.5375	-1.0555	0.4102
dTrif	x	1	x	8	-0.8215	-0.6267	0.0000	0.0000	0.4315	-0.8215	-0.6267	0.4315

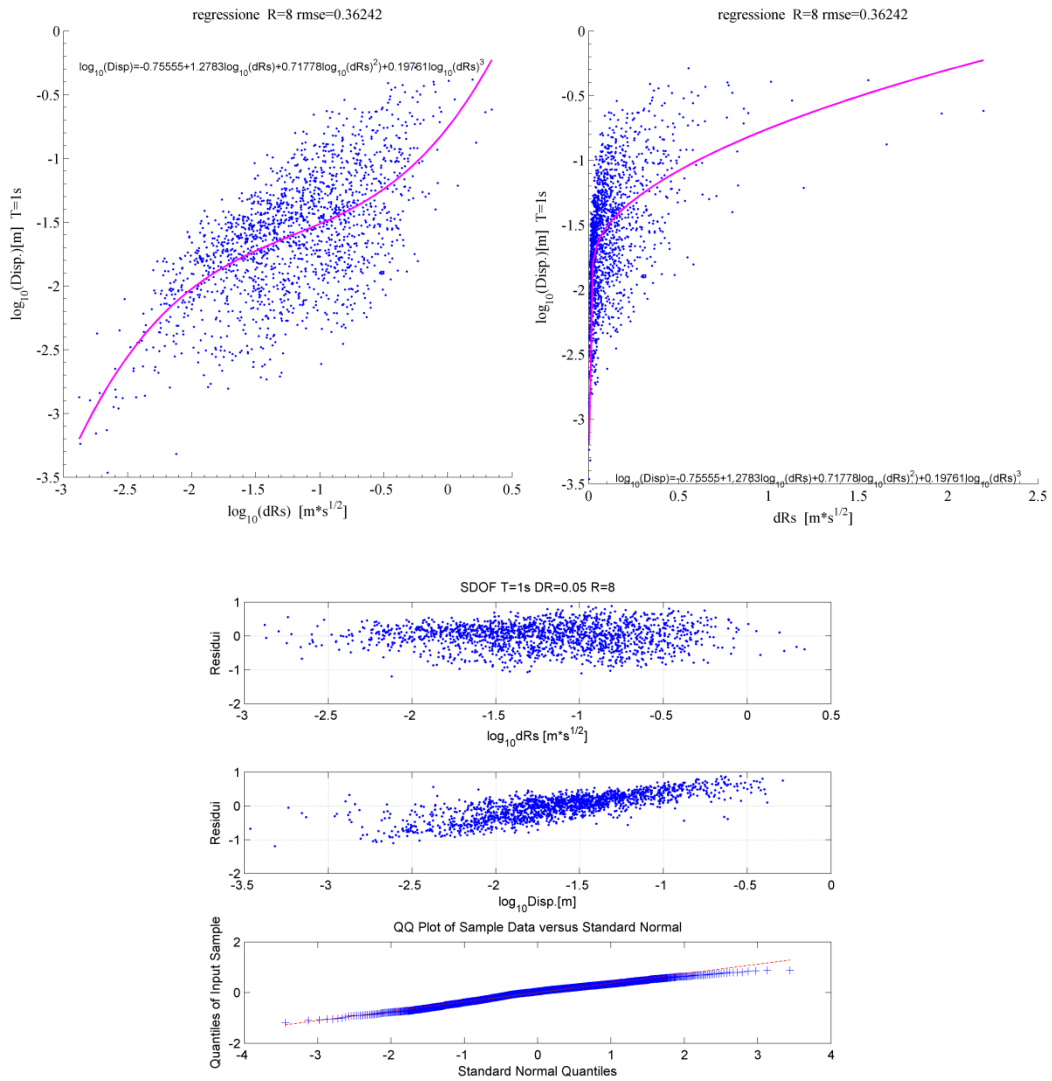




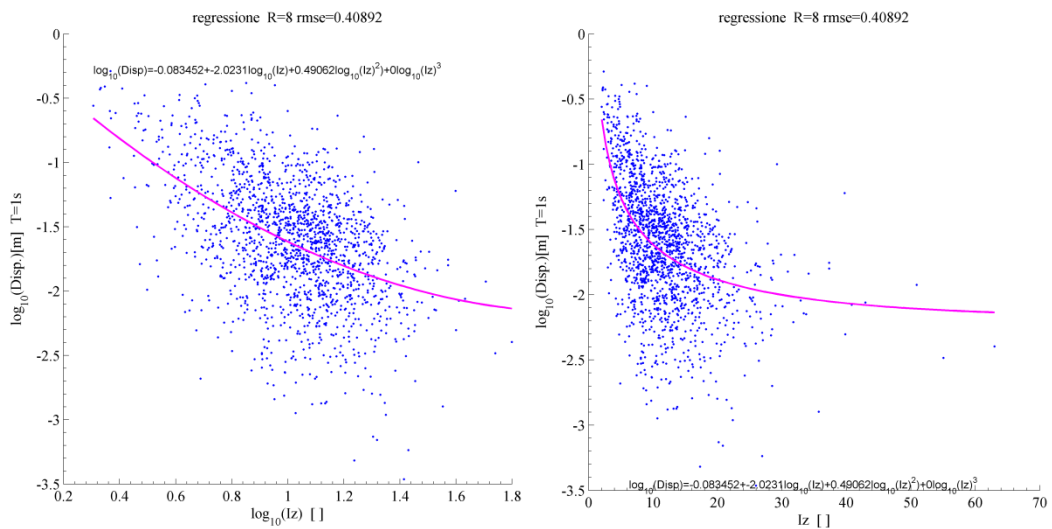
6.48 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd con residui e QQplot

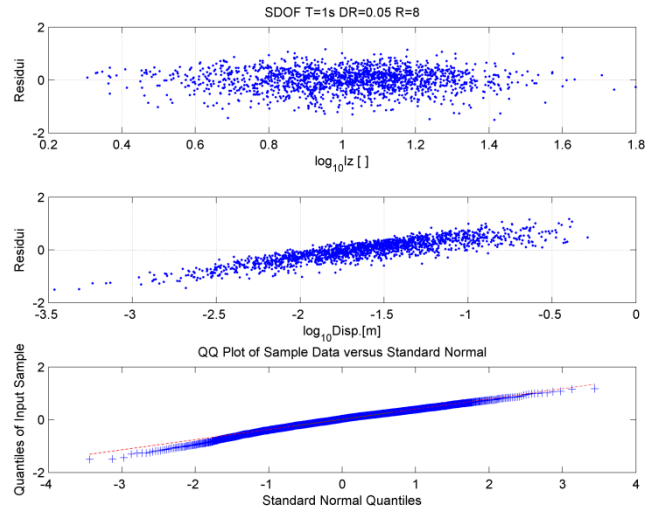


6.49 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id con residui e QQplot

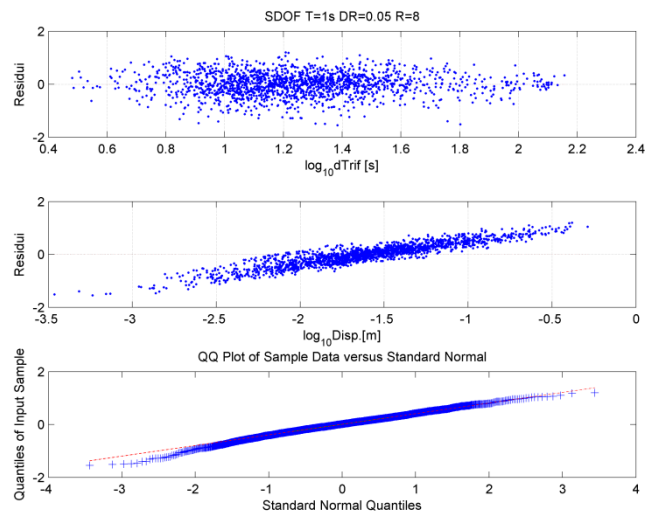
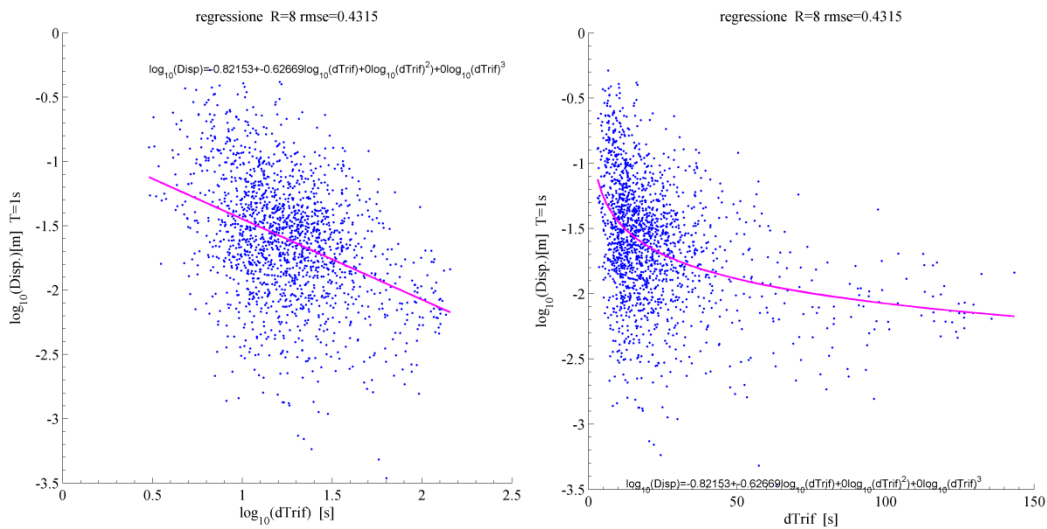


6.50 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs con residui e QQplot





6.51 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz con residui e QQplot



6.52 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif con residui e QQplot

6.2.5.3. Alta efficienza $\xi=0.15$

Stepwise quattro parametri

Modello a due parametri

<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
IMc	0.15	1	1	8	-1.2267	0.9697	0.0000	0.0000	0.1369	-1.2267	0.9697	0.1369
IMCRr4	0.15	1	1	8	-1.2948	0.9557	0.0000	0.0000	0.1386	-1.2948	0.9557	0.1386
SIH	0.15	1	x	8	-0.9437	0.9876	0.0000	0.0000	0.1404	-0.9437	0.9876	0.1404
INP04	0.15	1	1.5	8	-1.1304	0.9626	0.0000	0.0000	0.1445	-1.1304	0.9626	0.1445
PSaT_i	0.15	1	1.5	8	-1.2206	0.9472	0.0000	0.0000	0.1446	-1.2206	0.9472	0.1446

6.2.5.4. Bassa efficienza $\xi=0.15$

Stepwise quattro parametri

Modello a due parametri

<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SIa	0.15	1	x	8	0.3499	1.9444	0.6474	0.1023	0.3157	-0.4168	0.6739	0.3176
INP04	0.15	1	0.1	8	-1.6540	0.6038	0.0914	0.1035	0.3157	-1.6357	0.6731	0.3176
IMCRr4	0.15	1	0.1	8	-1.6607	0.6014	0.0889	0.1038	0.3163	-1.6431	0.6724	0.3182
SIhkk	0.15	1	0.1	8	4.7126	4.3942	1.0817	0.1021	0.3173	0.5393	0.6680	0.3191
PSaT_i	0.15	1	0.1	8	-1.6410	0.6007	0.0871	0.1018	0.3173	-1.6237	0.6680	0.3191

6.2.6. SDOF $T=2s$ e $R=8$

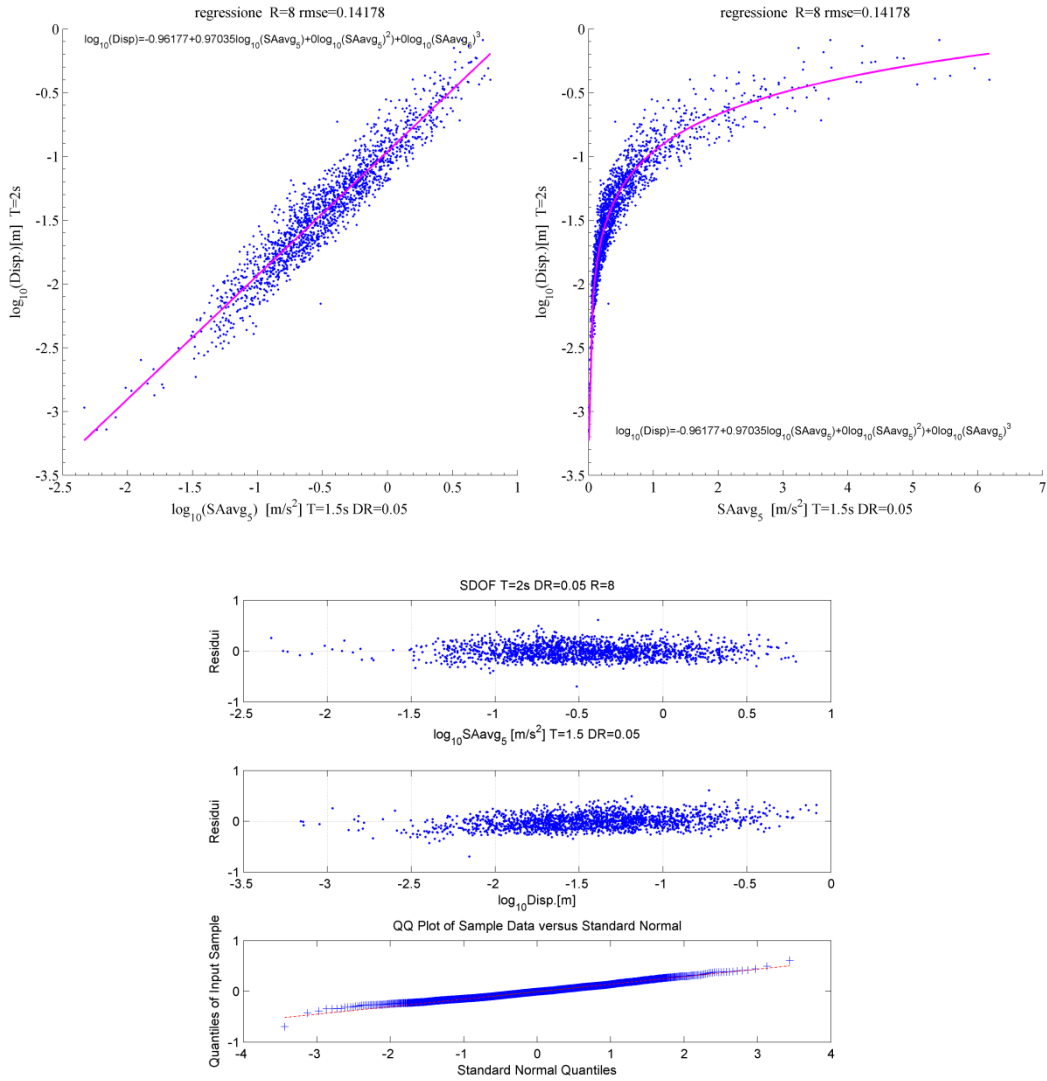
6.2.6.1. Alta efficienza $\xi=0.05$ e $\xi=x$

Come per tutti gli altri casi le misure che mostrano una maggiore efficienza sono quelle valutate attraverso le accelerazioni spettrali corrispondenti a intervalli di periodo, che comprendono quello con cui è valutato lo spostamento massimo dell'oscillatore semplice. Tra le misure elencate si trova anche una definita a partire dall'intensità di Housner, che in questo caso è valutata tra 1.5 e 3 secondi

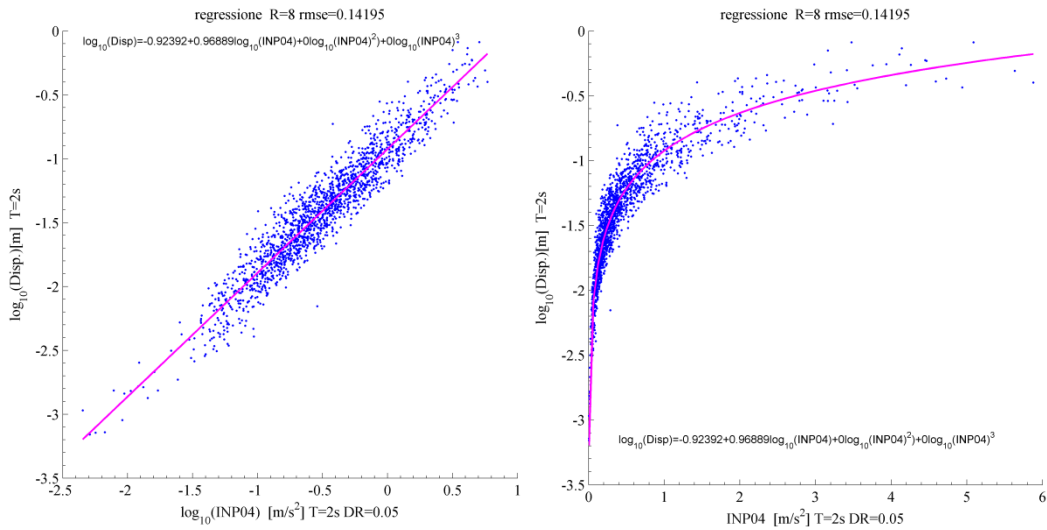
Stepwise quattro parametri

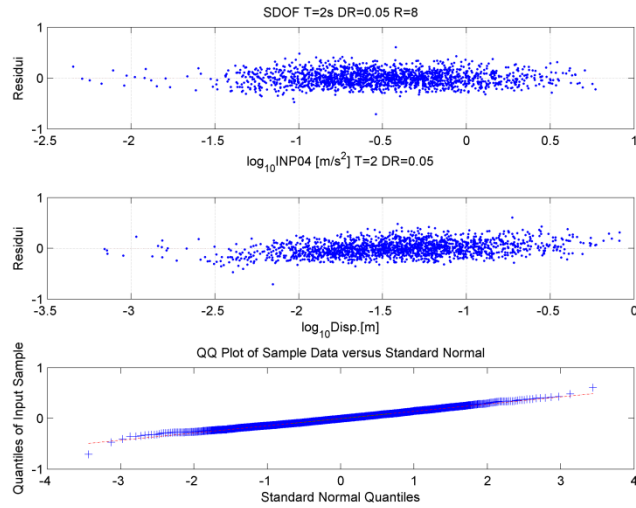
Modello a due parametri

<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SAavg_5	0.05	2	1.5	8	-0.9618	0.9703	0.0000	0.0000	0.1418	-0.9618	0.9703	0.1418
INP04	0.05	2	2	8	-0.9239	0.9689	0.0000	0.0000	0.1420	-0.9239	0.9689	0.1420
IMCRr4	0.05	2	2	8	-0.8753	0.9664	0.0000	0.0000	0.1421	-0.8753	0.9664	0.1421
SIm	0.05	2	1.5	8	-0.5334	0.9664	0.0000	0.0000	0.1434	-0.5334	0.9664	0.1434
IMc	0.05	2	2	8	-0.7989	0.9683	0.0000	0.0000	0.1446	-0.7989	0.9683	0.1446

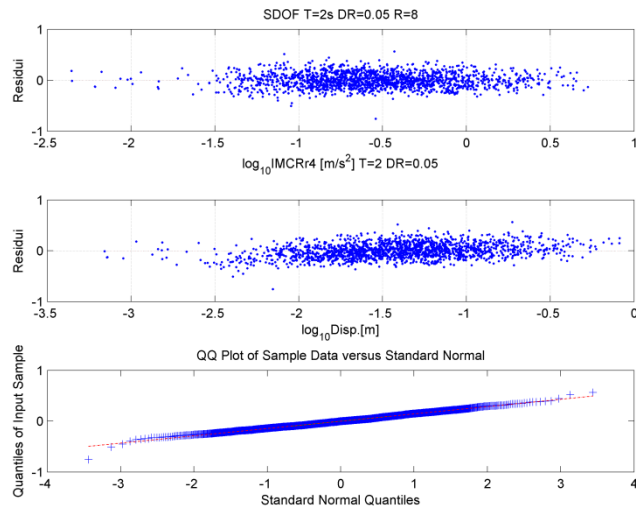
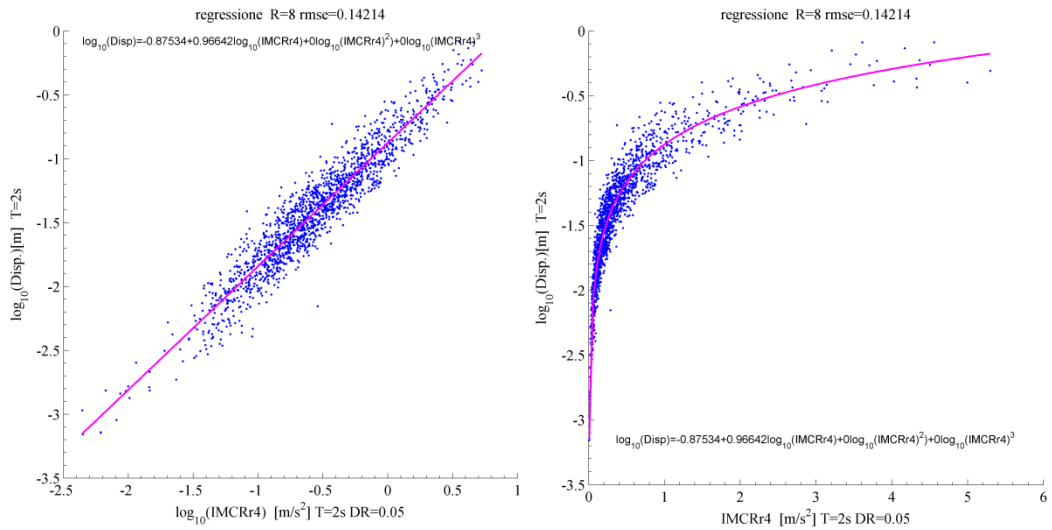


6.53 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=1.5s con residui e QQplot

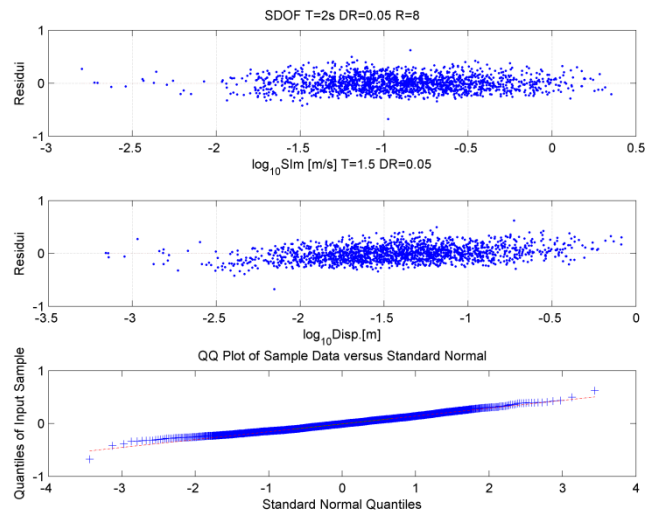
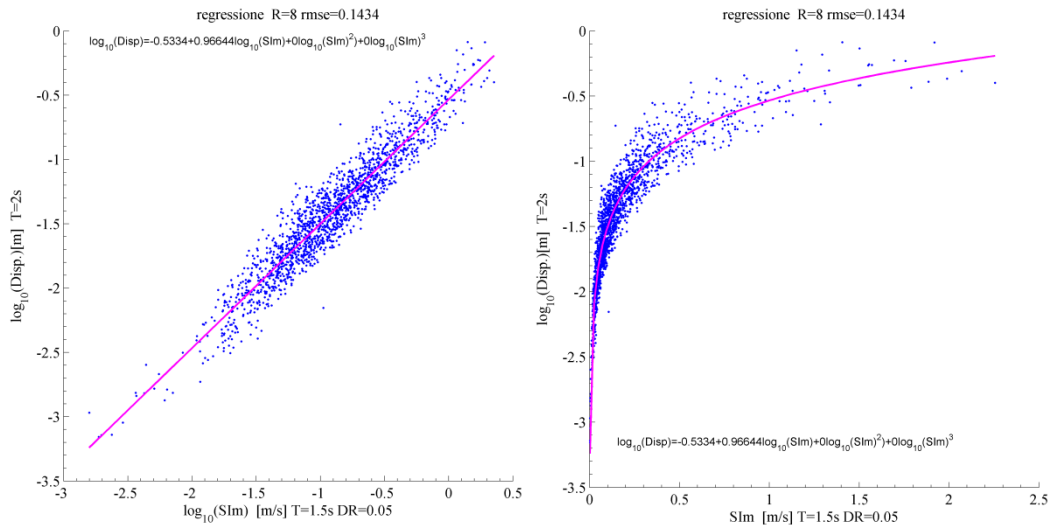




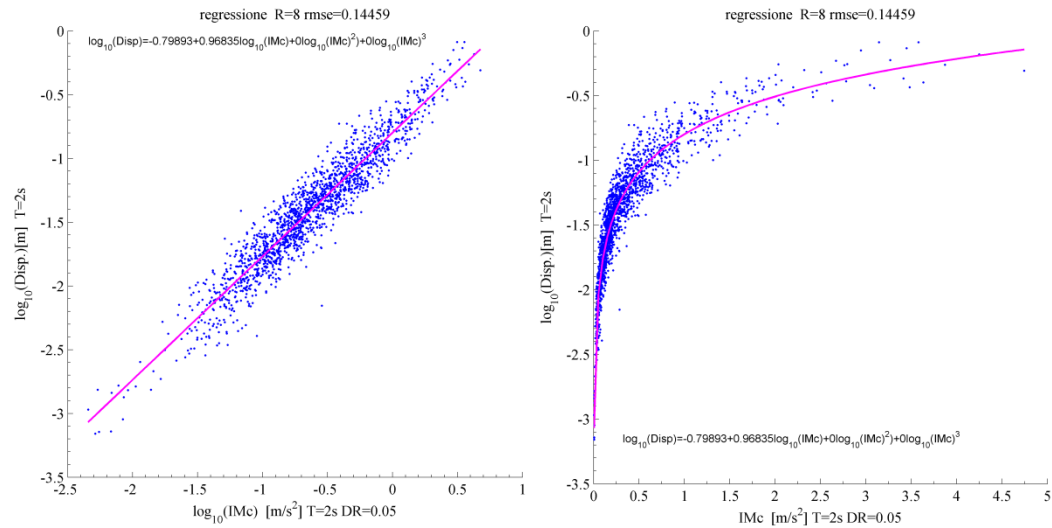
6.54 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=2s con residui e QQplot

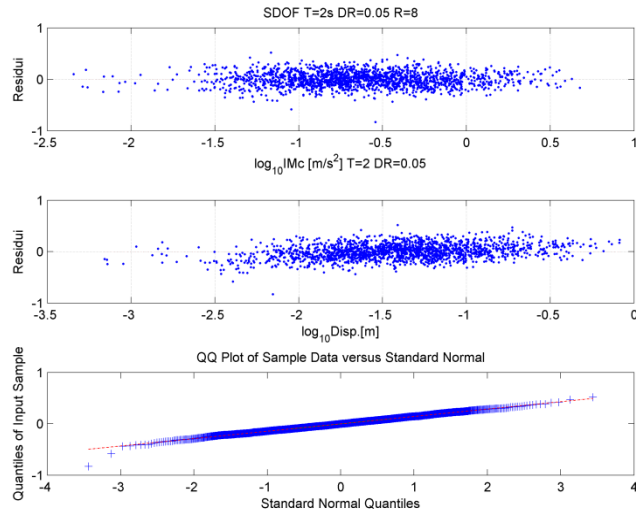


6.55 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMCRR4 T=2s con residui e QQplot



6.56 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=1.5s con residui e QQplot





6.57 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMc T=2s con residui e QQplot

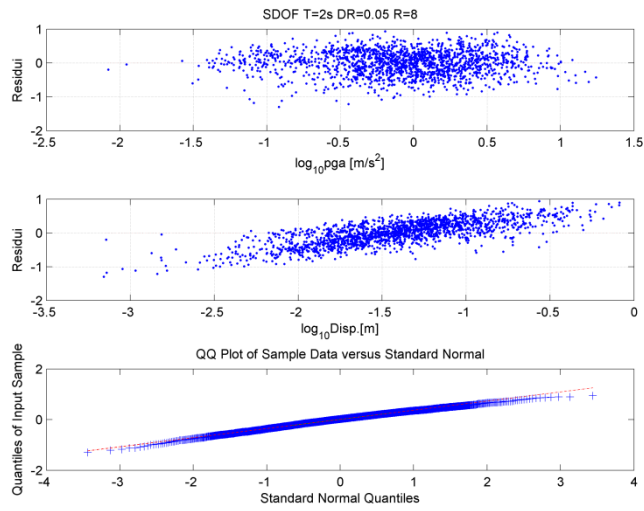
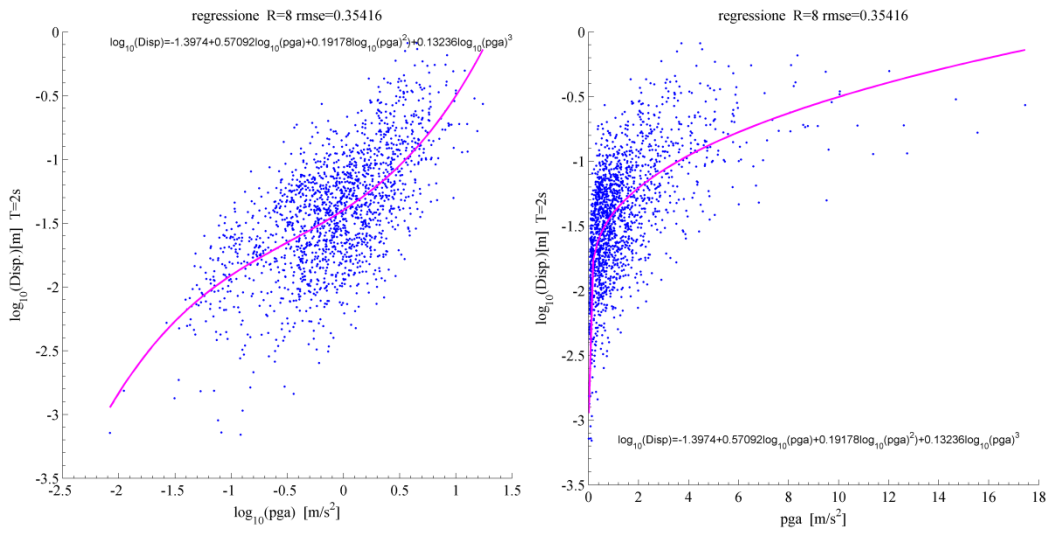
6.2.6.2. Bassa efficienza $\xi=0.05$ e $\xi=x$

Oltre a quelle misure spettrali valutate per un periodo dell'ordine di 0.10 secondi, quindi molto discosto dal periodo proprio dell'oscillatore, quelle che presentano una minore efficienza sono la I_z e la durata significativa del moto, oltre alle misure basate sull'accelerazione, sia riferite all'accelerazione di picco del suolo, sia riferite a grandezze spettrali valutate a periodi bassi dello spettro.

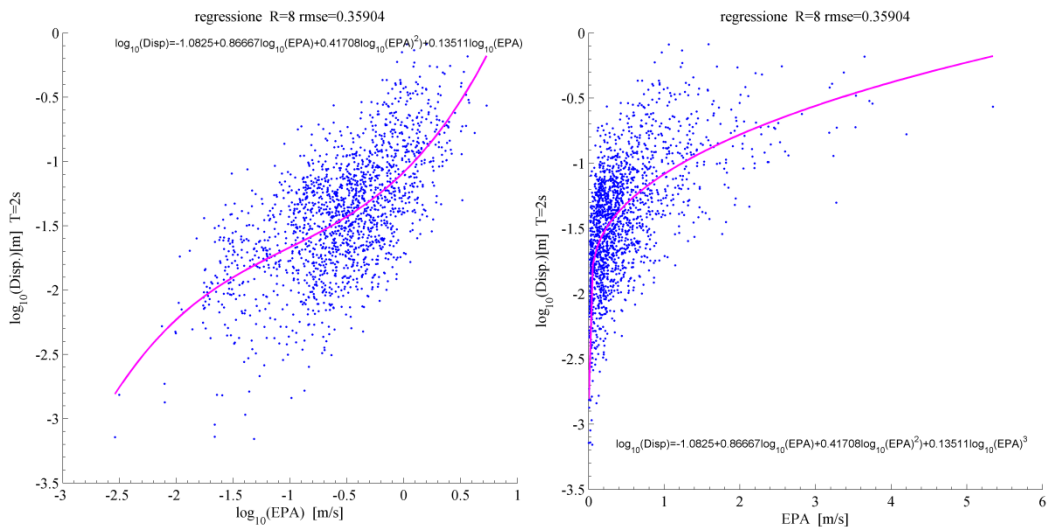
Stepwise quattro parametri

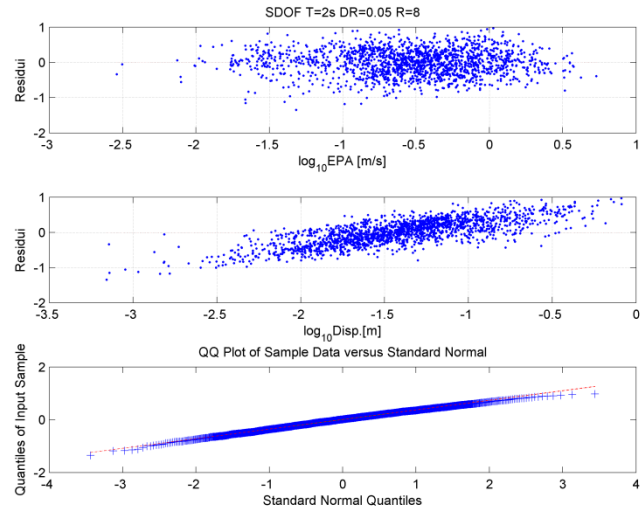
Modello a due parametri

<i>IM</i>	ξ	<i>T1</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
pga	x	2	x	8	-1.3974	0.5709	0.1918	0.1324	0.3542	-1.3608	0.6105	0.3574
EPA	x	2	x	8	-1.0825	0.8667	0.4171	0.1351	0.3590	-1.0909	0.5903	0.3632
SIa	0.05	2	x	8	0.2640	2.0152	0.8085	0.1310	0.3844	-0.6041	0.4906	0.3879
Iz	x	2	x	8	0.1410	-2.1317	0.5642	0.0000	0.4106	-0.3811	-1.0190	0.4124
dTrif	x	2	x	8	-1.0251	-0.3099	0.0000	0.0000	0.4583	-1.0251	-0.3099	0.4583

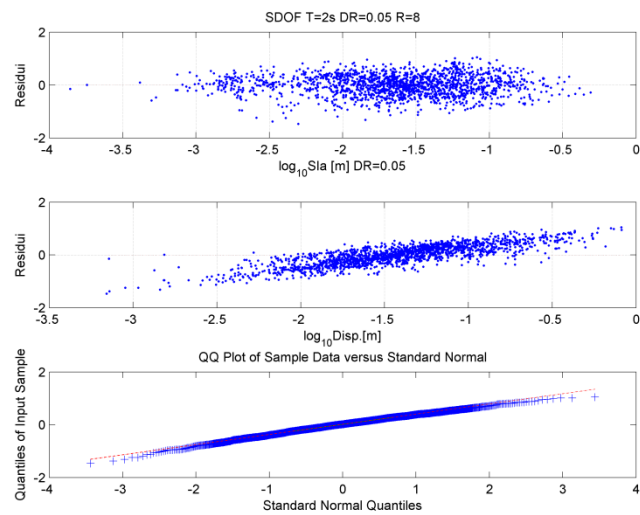
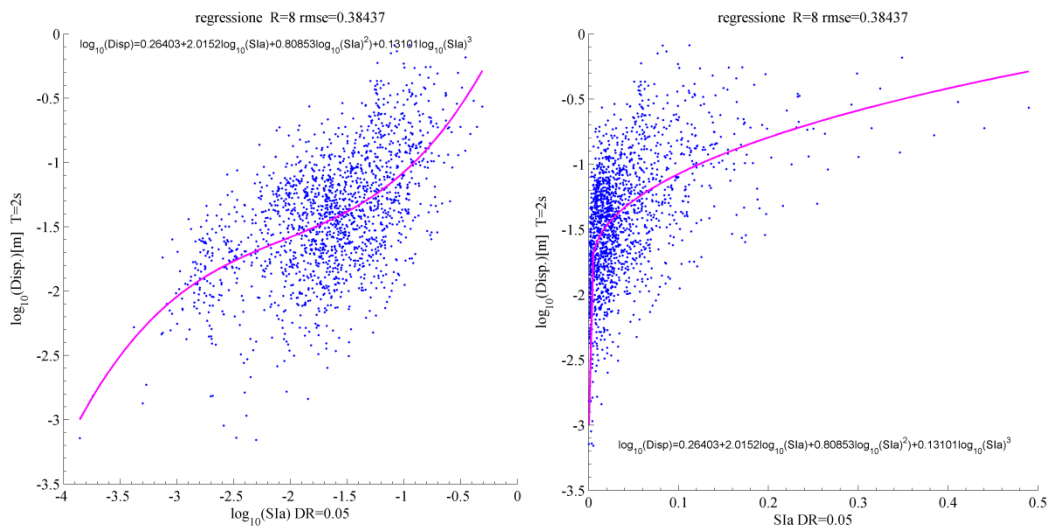


6.58 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pga con residui e QQplot

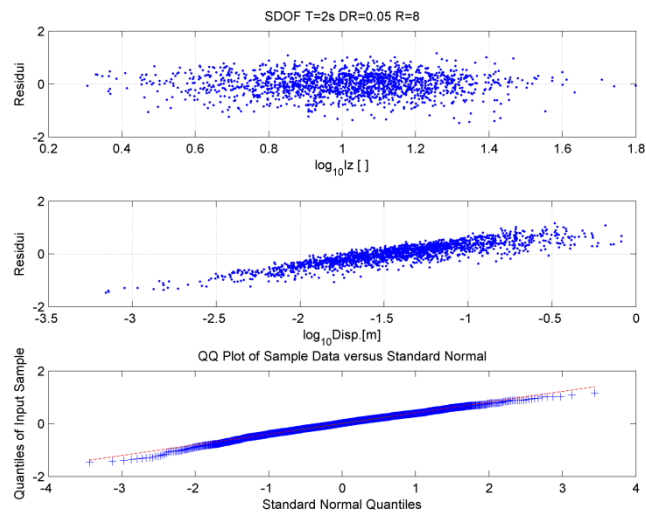
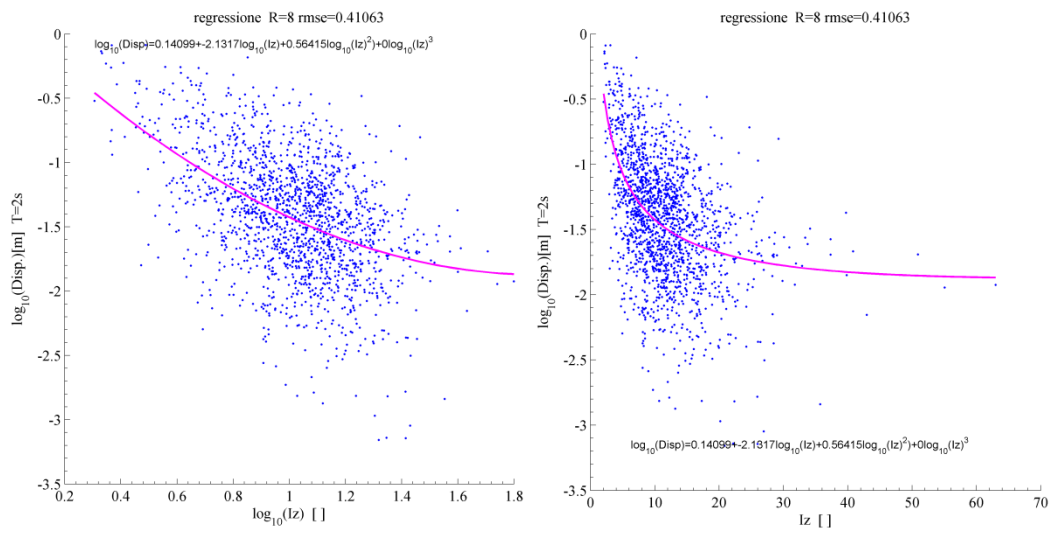




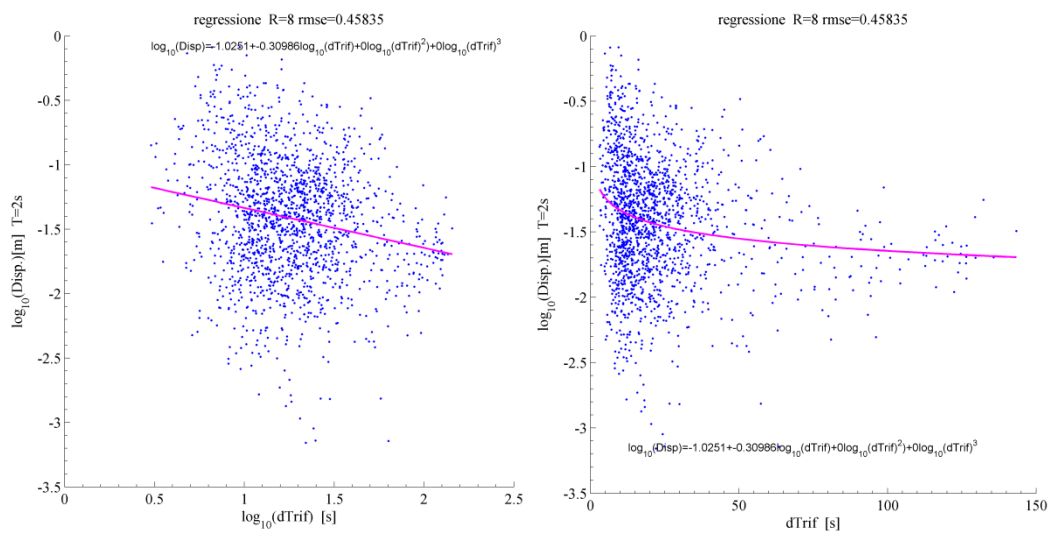
6.59 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di EPA con residui e QQplot

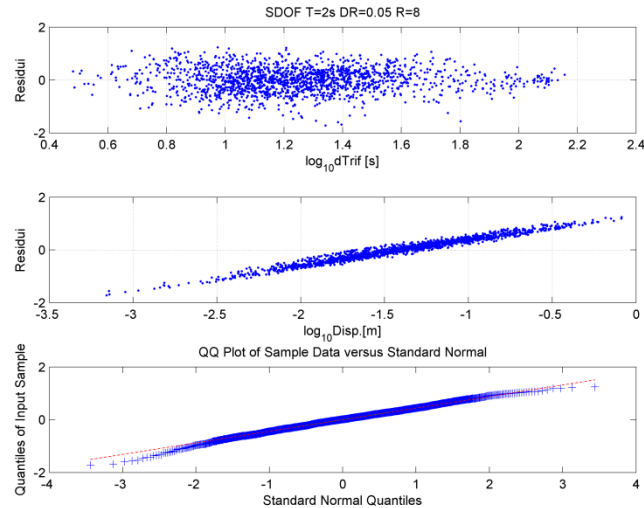


6.60 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIa con residui e QQplot



6.61 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz con residui e QQplot





6.62 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif con residui e QQplot

6.2.6.3. Alta efficienza $\xi=0.15$

Stepwise quattro parametri

Modello due parametri

<i>IM</i>	ξ	<i>T</i> ₁	<i>T</i> (<i>IM</i>)	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i> ₁	<i>b</i> ₂	<i>b</i> ₃	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
IMCRr4	0.15	2	2	8	-0.7332	0.9389	-0.0205	0.0000	0.1394	-0.7270	0.9684	0.1395
IMc	0.15	2	2	8	-0.6511	0.9725	0.0000	0.0000	0.1403	-0.6511	0.9725	0.1403
INP04	0.15	2	2	8	-0.7755	0.9643	0.0000	0.0000	0.1436	-0.7755	0.9643	0.1436
IMSRr6	0.15	2	2	8	-0.5893	0.9664	0.0000	0.0000	0.1507	-0.5893	0.9664	0.1507
PSaT_i	0.15	2	2	8	-0.8800	0.9386	0.0000	0.0000	0.1624	-0.8800	0.9386	0.1624

6.2.6.4. Bassa efficienza $\xi=0.15$

Stepwise quattro parametri

Modello due parametri

<i>IM</i>	ξ	<i>T</i> ₁	<i>T</i> (<i>IM</i>)	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i> ₁	<i>b</i> ₂	<i>b</i> ₃	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
INP04	0.15	2	0.1	8	-1.4660	0.4551	0.1393	0.1345	0.3722	-1.4367	0.5420	0.3756
SIa	0.15	2	x	8	0.6246	2.3020	0.8797	0.1361	0.3722	-0.4556	0.5424	0.3756
IMCRr4	0.15	2	0.1	8	-1.4710	0.4500	0.1360	0.1366	0.3727	-1.4427	0.5409	0.3761
SIhkk	0.15	2	0.1	8	5.8836	5.4384	1.4001	0.1299	0.3732	0.3148	0.5379	0.3764
PSaT_i	0.15	2	0.1	8	-1.4557	0.4571	0.1355	0.1292	0.3733	-1.4270	0.5380	0.3764

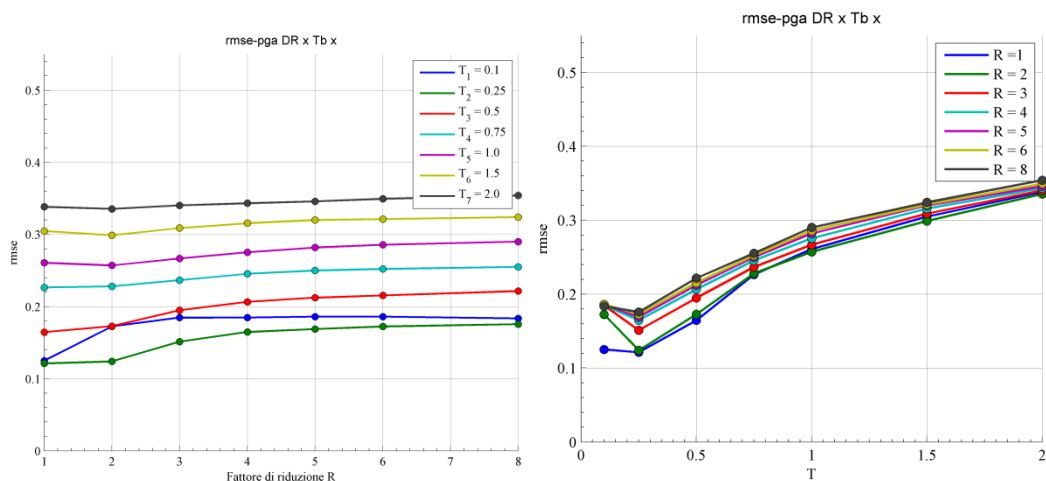
6.3. Dispersioni dei residuali delle regressioni al variare di R e T

Di seguito si riportano i grafici che mostrano i valori di dispersione, valutati attraverso la deviazione standard, delle misure che maggiormente si distinguono per elevata efficienza e inefficienza, oltre alle misure che più interessano dal

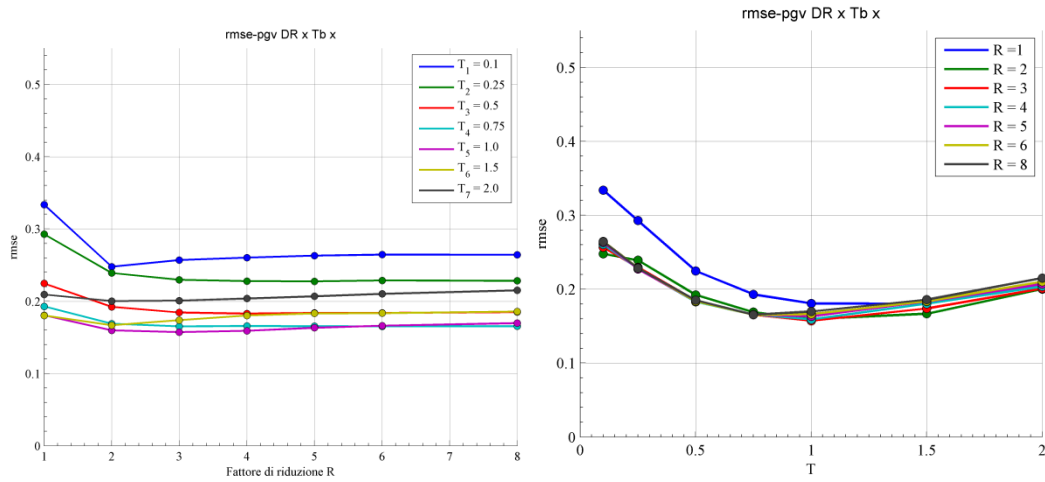
punto di vista pratico. Per le misure spettrali si riportano solo quelle calcolate a periodi bassi, intermedi e alti e per la precisione pari a 0.25, 1 e 2 secondi.

6.3.1. *pga, pgv, pgd*

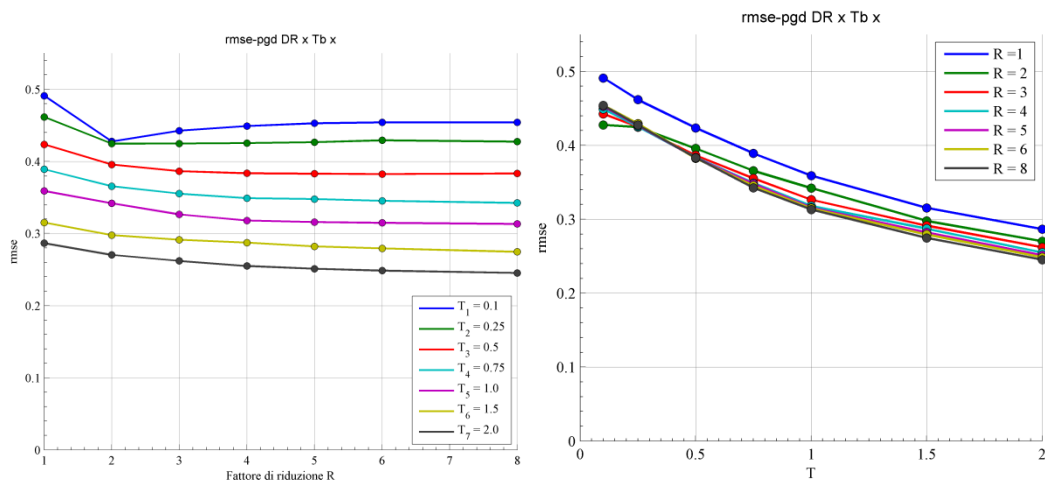
Facendo riferimento alla figura 6.63 si riporta l'andamento della dispersione dei residuali ottenuti da una regressione effettuata a partire dai valori di *pga* e dello spostamento massimo dell'oscillatore. Questi valori vengono raffigurati, per i diversi oscillatori, sia in funzione del fattore di riduzione *R* con *T* costante (figura di sinistra), sia del periodo *T* con *R* costante (figura di destra) ed in modo del tutto analogo si fa per le altre misure. Partendo dall'accelerazione di picco del terreno si vede come essa sia efficiente quando utilizzata per valutare la risposta strutturale, in termini di domanda di spostamento inelastico, per oscillatore di modesto periodo e comunque fino a periodi di 0.5 secondi. Al variare del livello di inelasticità del sistema non si nota un rilevante cambiamento di tale efficienza, mentre al variare del periodo dell'oscillatore si riscontra un aumento costante della dispersione fino al valore massimo per periodi di 2 secondi. La velocità di picco invece si rende maggiormente efficiente per sistemi con periodo intermedio, soprattutto per valori di inelasticità superiori a 2. Lo spostamento di picco risulta essere inefficiente per gli oscillatori con periodo modesto, mentre si hanno valori di dispersione minore per i sistemi più flessibili, dove si riesce a raggiungere una σ pari a 0.3.



6.63 Variazione della dispersione di *pga* per i diversi oscillatore in funzione del loro *R* e *T*



6.64 Variazione della dispersione di pgv per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

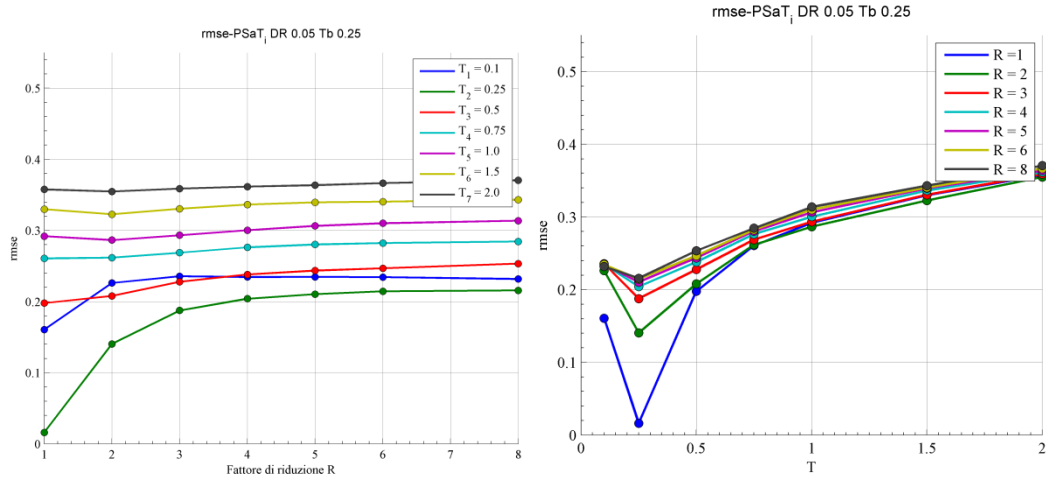


6.65 Variazione della dispersione di pgd per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

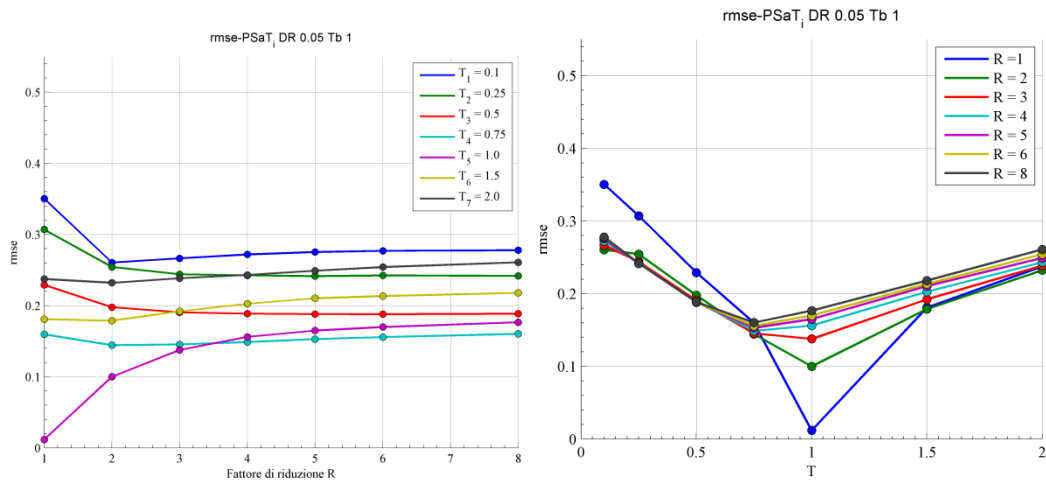
6.3.2. PSaT

Si riporta l'andamento della dispersione delle misure valutate a periodi di 0.25, 1 e 2 secondi. Per il primo di essi si vede che la dispersione minima si ha per l'oscillatore caratterizzato dallo stesso periodo, ovvero nel caso di $PSaT(T_1)$, in particolar modo se si fa riferimento al sistema elastico, inoltre si vede che per tale oscillatore la dispersione aumenta in modo abbastanza significativo all'aumentare del fattore di riduzione della forza elastica R, anche se non si superano di molto valori di σ pari a 0.2. Per gli altri oscillatori invece la dispersione cresce all'aumentare del loro periodo e non varia in modo apprezzabile all'aumentare del loro livello di inelasticità. Per l'accelerazione spettrale valutata agli altri periodi si possono fare considerazioni analoghe, notando però che per un periodo paria ad 1 secondo, l'efficienza diminuisce per sistemi più rigidi e più flessibili, mentre per

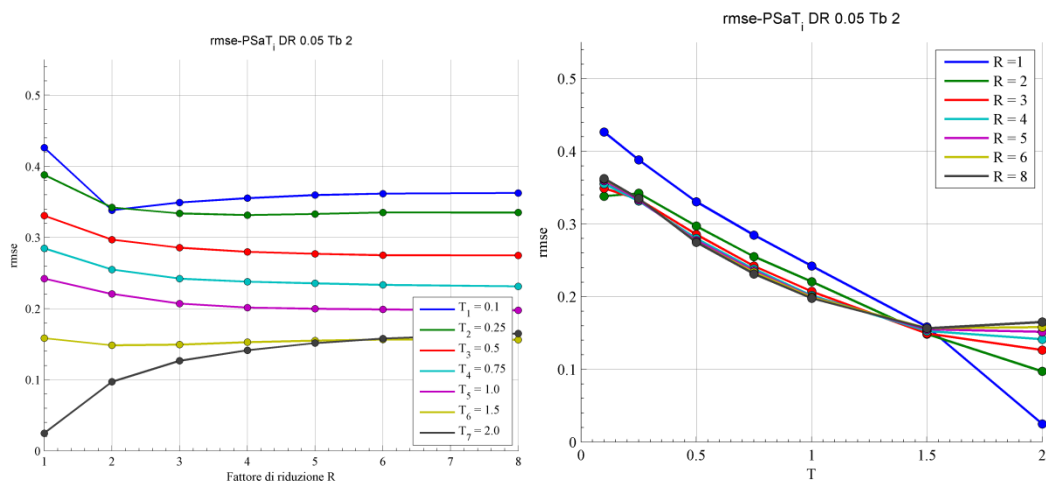
un periodo di 2 secondi la dispersione aumenta al diminuire del periodo degli oscillatori.



6.66 Variazione della dispersione di PSaT T=0.25s per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



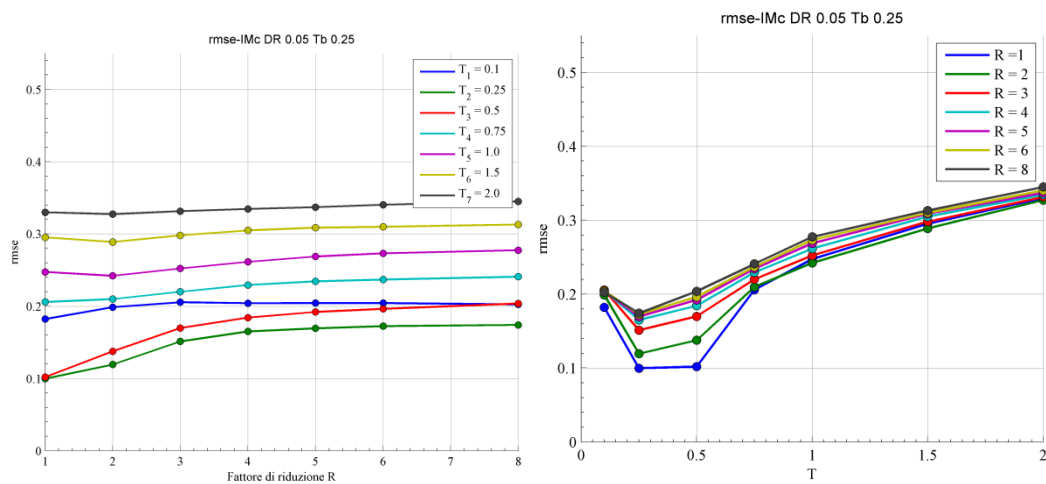
6.67 Variazione della dispersione di PSaT T=1s per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



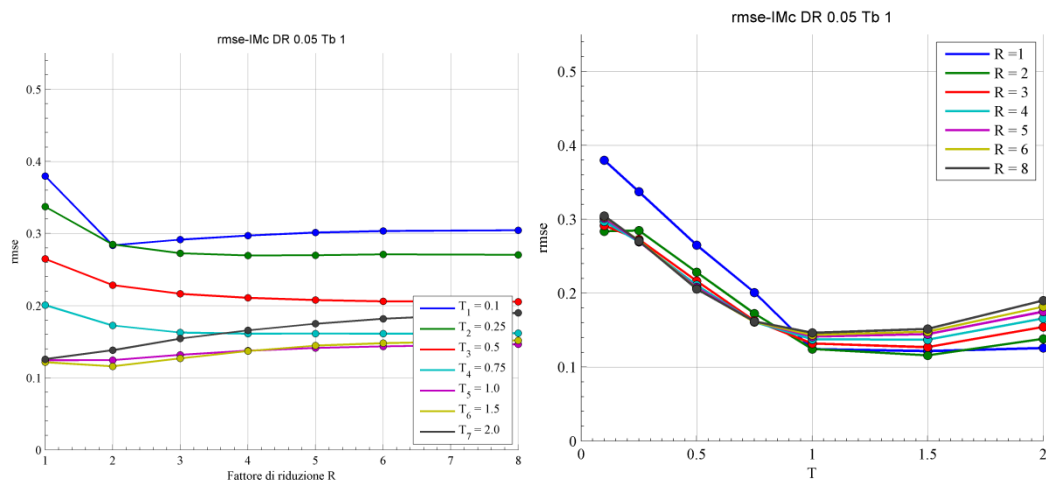
6.68 Variazione della dispersione di PSaT T=2s per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

6.3.3. *IMc*

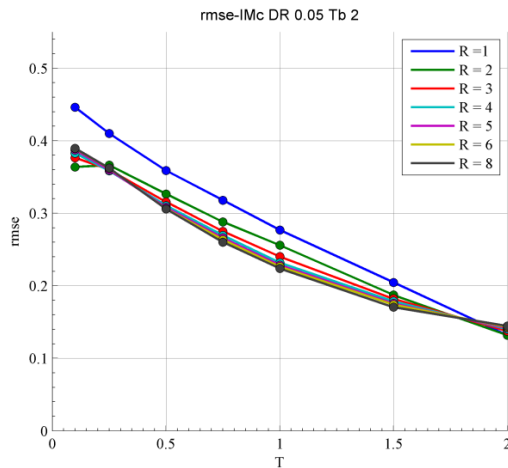
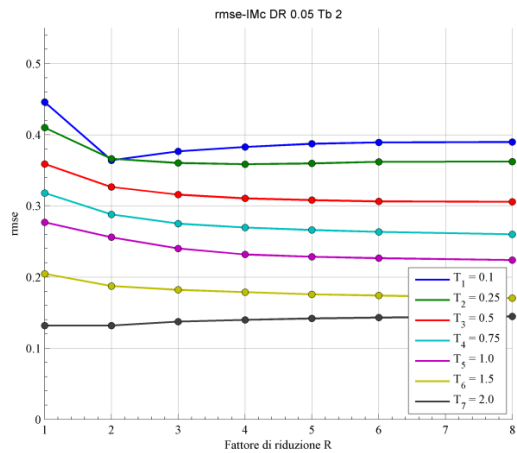
La misura proposta da Cordova mostra maggiore efficienza quando gli oscillatori sono caratterizzati da periodi pari a quelli utilizzati per definire la misura d'intensità, infatti è possibile vedere, come per *IMc* calcolata con T_1 di 0.25 secondi, gli oscillatori che presentano una minore dispersione nella risposta sono quelli che hanno periodo T_1 e $2T_1$, ovvero i periodi utilizzati per calcolare la misura d'intensità. Queste considerazioni si possono fare per tutti gli altri periodi.



6.69 Variazione della dispersione di IMc $T=0.25$ s per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



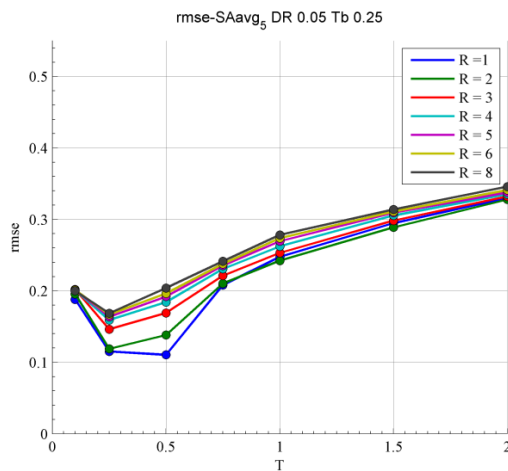
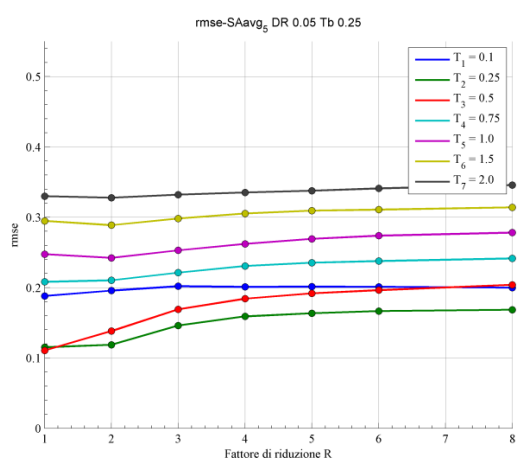
6.70 Variazione della dispersione di IMc $T=1$ s per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



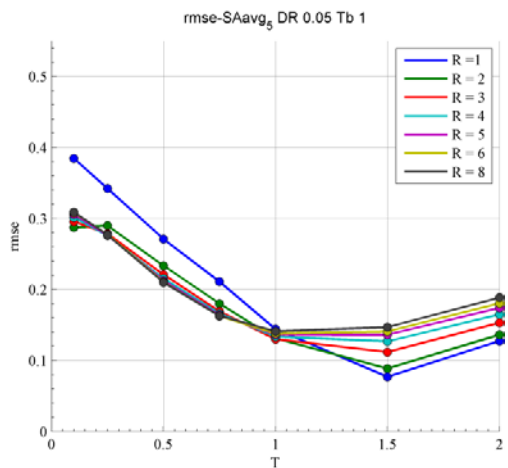
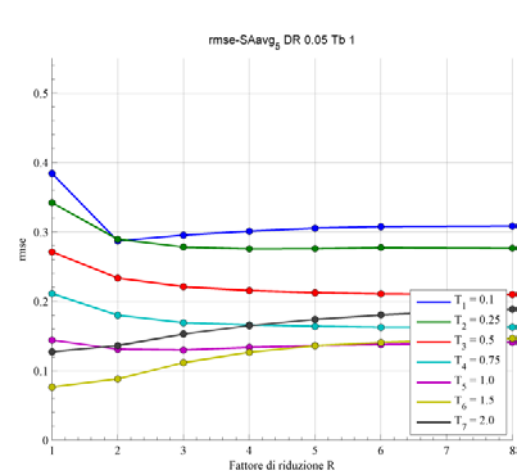
6.71 Variazione della dispersione di IMc $T=2s$ per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

6.3.4. SAavg

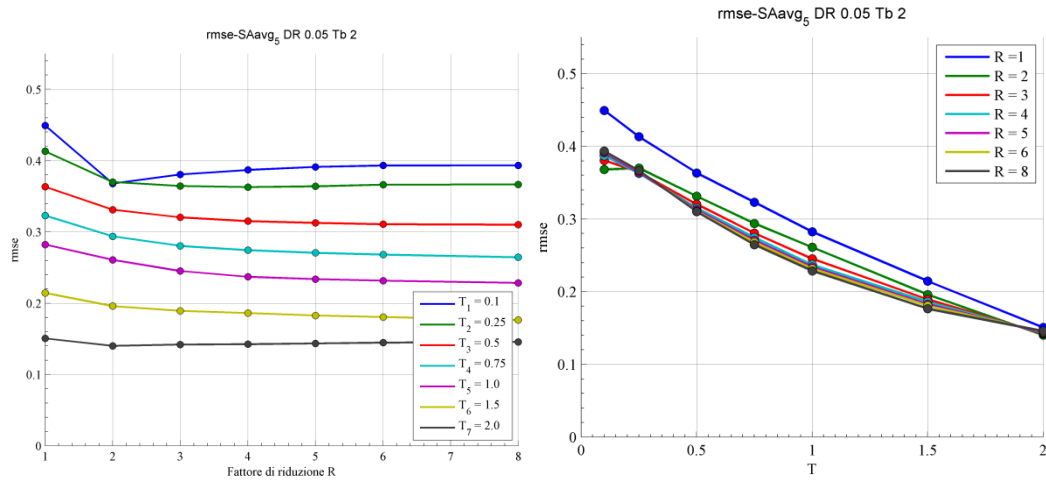
La SAavg è paragonabile in efficienza alla IMc, questo è dovuto al fatto che essa è definita come una media dei valori di accelerazione spettrale riferiti ad un intervallo di periodi che va da T_1 a $2 T_1$.



6.72 Variazione della dispersione di SAavg $T=0.25s$ per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



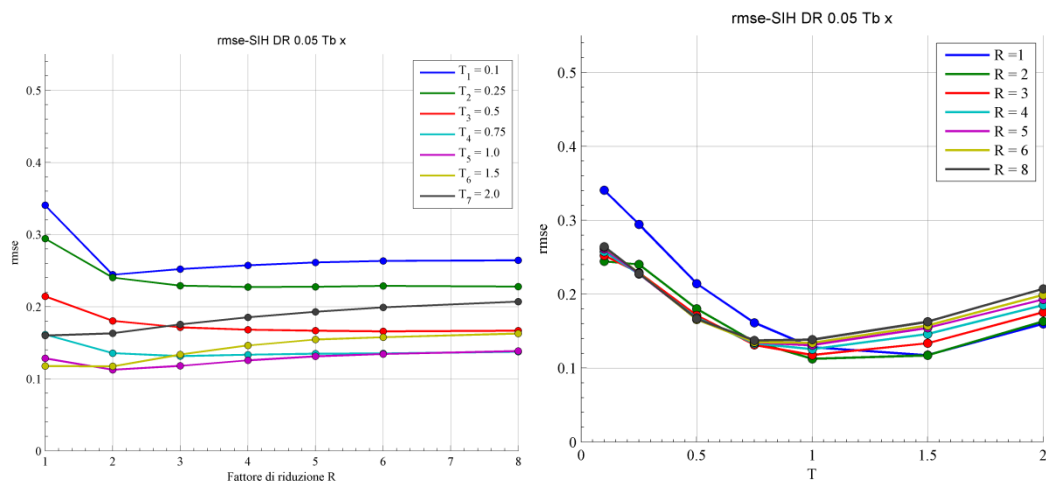
6.73 Variazione della dispersione di SAavg $T=1s$ per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



6.74 Variazione della dispersione di SAavg T=2s per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

6.3.5. SIH

L'intensità spettrale di Housner mostra una maggiore efficienza nel descrivere la risposta strutturale quando si utilizzano oscillatori con periodo intermedio e prossimi ad 1 secondo, infatti essa è una misura basata sulla velocità spettrale. Dai grafici sottostanti si vede come essa presenti una minor efficienza per sistemi più rigidi rispetto a quelli più flessibili.

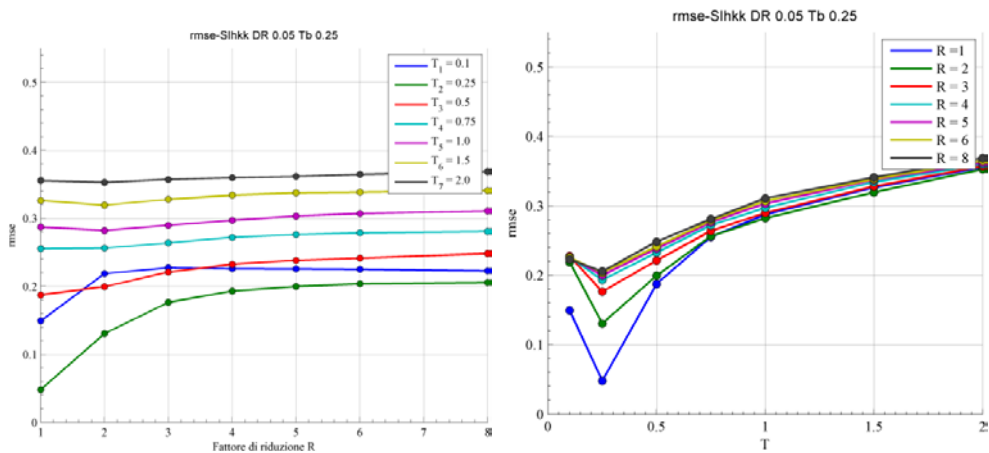


6.75 Variazione della dispersione di SIH per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

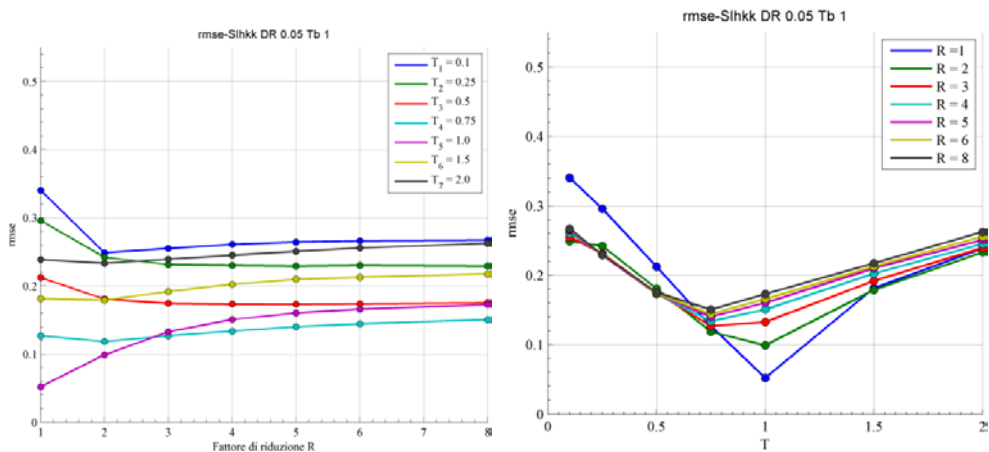
6.3.6. SIHkk

La SIHkk è valutata per velocità spettrali prossime al periodo fondamentale del sistema strutturale, quindi si mostra maggiormente efficiente nei confronti degli oscillatori aventi periodo proprio di oscillazione pari a quello con cui viene calcolata la misura d'intensità. Con riferimento al caso di SIHkk valutata per un periodo pari a 0.25 secondi, si vede che l'efficienza diminuisce all'aumentare del periodo dell'oscillatore, inoltre si ha anche un leggero aumento di dispersione con

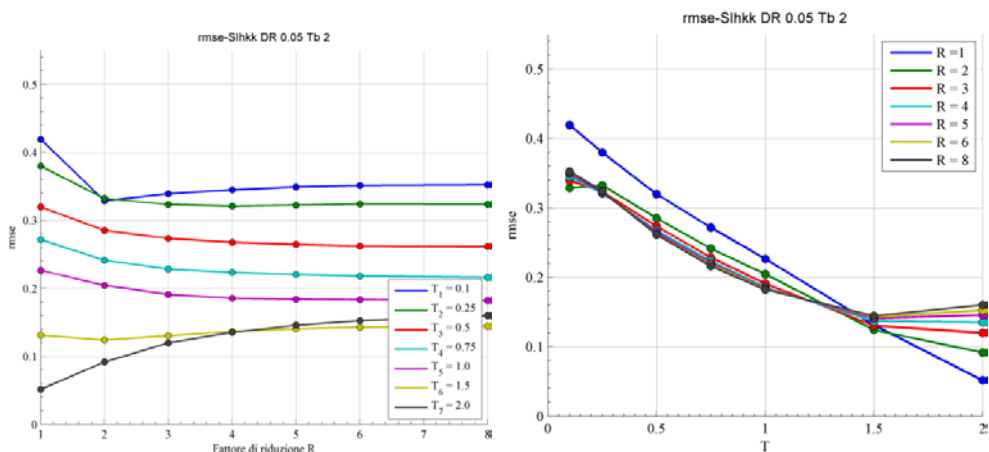
il crescere del fattore R, all'infuori dell'oscillatore caratterizzato da un periodo pari a quello della misura d'intensità, in cui l'aumento risulta essere più significativo. Per SIHkk valutata a periodi alti si vede invece che l'efficienza aumenta al crescere di R, escludendo gli oscillatori aventi periodo prossimo a quello della misura, che si comportano in maniera opposta.



6.76 Variazione della dispersione di SIHkk $T=0.25s$ per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



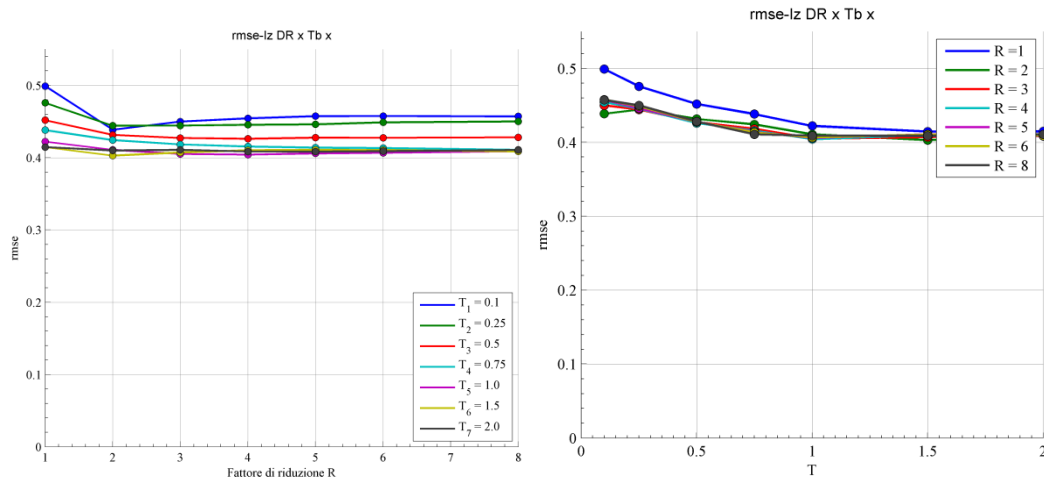
6.77 Variazione della dispersione di SIHkk $T=1s$ per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T



6.78 Variazione della dispersione di SIHkk $T=2s$ per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

6.3.7. I_z

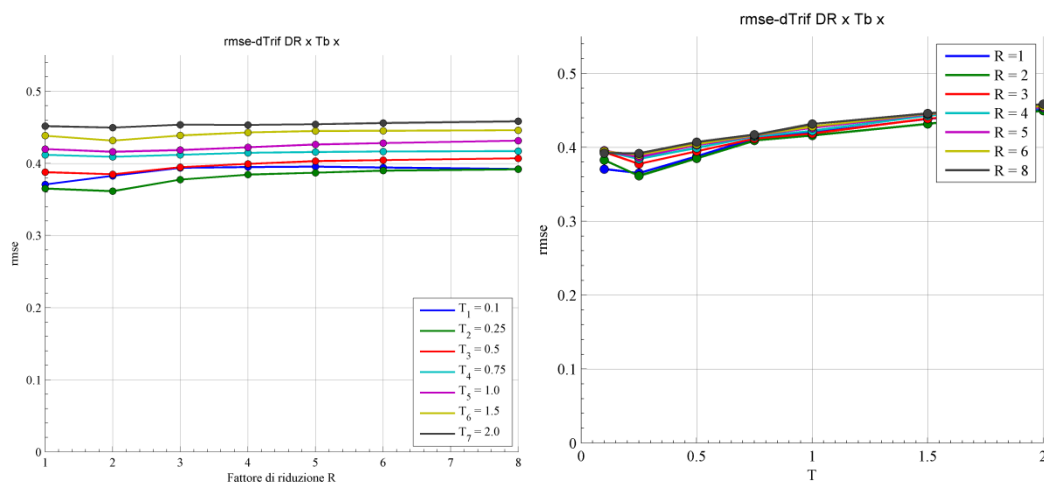
La misura proposta da Cosenza e Manfredi risulta essere inefficiente per qualsiasi oscillatore studiato sia in campo elastico che fortemente inelastico.



6.79 Variazione della dispersione di I_z per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

6.3.8. $dTrif$

Al pari della misura precedente, la durata significativa della registrazione sismica mostra una particolare inefficienza, soprattutto all'aumentare del periodo degli oscillatori e non varia con il fattore R.



6.80 Variazione della dispersione di $dTrif$ per i diversi oscillatore in funzione del loro R e T

6.4. Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla distanza R_{jb}

Una misura d'intensità sufficiente è definita come quella che rende il parametro di domanda (EDP) condizionatamente indipendente, dato un valore di IM , da caratteristiche del terremoto come possono essere la magnitudo M_w e la distanza

dal campo di rottura Rjb . Se una misura non risultasse sufficiente dovremo tenere conto anche di tali grandezze nel calcolo della probabilità di superamento di un certo valore di EDP :

$$\lambda_{EDP}(x) = \iint P[EDP > x | im, m, r, etc.] \cdot f_{m,r,etc. | IM}(m, r, etc. | IM) \cdot \dots \\ \cdot d(m, r, etc. | IM) \cdot d\lambda_{IM}(im)$$

per questo motivo è preferibile una misura che sia sufficiente. Le caratteristiche di un terremoto possono essere anche altre, come ad esempio la velocità delle onde di taglio nei primi trenta metri del terreno V_{s30} , tuttavia la magnitudo e la distanza sono quelle di maggior importanza ed è per questo che ci limitiamo a valutare la dipendenza della risposta strutturale solo da queste due. Per condurre questo tipo di analisi si mettono in relazione i residui derivati dalla regressione precedentemente condotta per ogni misura d'intensità, con la magnitudo momento e la distanza dal campo di rottura di Joyner-Boore. Per valutare se una misura è sufficiente o meno, si calcola la sua correlazione con i residui della domanda di spostamento massimo, oltre a condurre una regressione di tipo lineare per capire il tipo di relazione tra queste grandezze. Un indice di correlazione prossimo a zero, o comunque un valore basso, e una pendenza della retta di regressione (parametro b) ugualmente bassa, sta a significare che una misura è sufficiente rispetto alla caratteristica del terremoto esaminata, al contrario ad un indice alto e una pendenza alta, corrisponde una misura insufficiente e quindi sarebbe opportuno includere nell'analisi strutturale del procedimento probabilistico PBEE, la dipendenza dalla grandezza in esame. Si è proceduto nel valutare quindi la sufficienza per tutte le misure d'intensità calcolate a partire dai risultati della regressione di tipo stepwise condotte per gli oscillatori semplici studiati. Si riportano di seguito come esempio le misure maggiormente sufficienti e insufficienti per gli oscillatori con periodo proprio pari a 0.25, 1 e 2 secondi e con un livello di inelasticità pari a $R=2$ e $R=8$. In questo caso non si fa distinzione tra le misure valutate con fattore di smorzamento viscoso diverso. Nelle tabelle vengono riportati, in aggiunta alle caratteristiche delle misure e dell'oscillatore, i valori dei parametri usati nella regressione tra residui e distanza o magnitudo, oltre al p -value del coefficiente b e l'indice di correlazione. Per cogliere al meglio i risultati di questa analisi si riportano i grafici delle regressione condotte sui residuali delle misure d'intensità, ricavati in precedenza nella valutazione

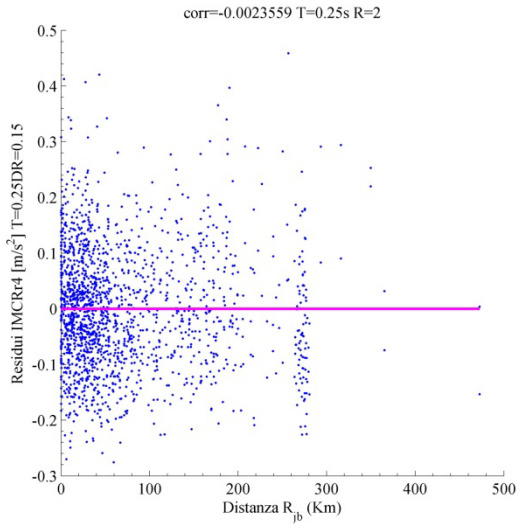
dell'efficienza e le grandezze caratteristiche del terremoto prese in considerazione. Quindi è possibile vedere se una misura sia sufficiente o meno dalla retta di regressione ottenuta, ovvero, come già accennato in precedenza, se tale retta ha un coefficiente angolare basso o addirittura nullo la misura è da ritenersi sufficiente, al contrario se la retta ha un coefficiente angolare alto la misura è insufficiente.

6.4.1. SDOF $T=0.25s$, $\xi=0.05$ e $R=2$

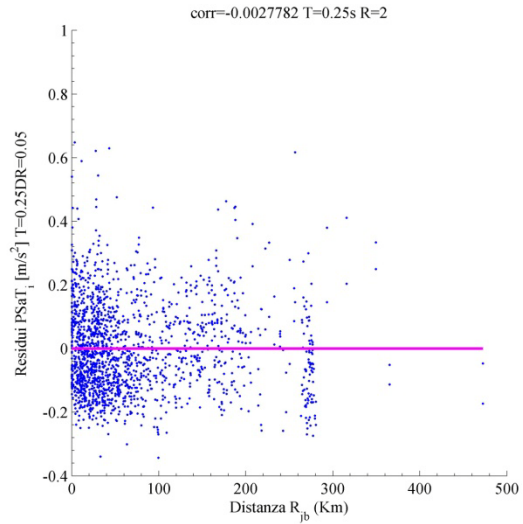
6.4.1.1. *Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}*

Le misure riportate nella tabella sottostante sono altamente sufficienti, infatti il loro indice di correlazione è prossimo a zero e inoltre la regressione condotta risulta essere non significativa, ovvero il modello di regressione utilizzato non risulta significativo a confronto del non modello, rappresentato dal valor medio dei residui. Riferendosi ad esempio alla figura 6.81, essa mostra i residuali della misura d'intensità studiata in funzione della distanza dal campo di rottura R_{jb} , inoltre viene rappresentata anche la retta ottenuta da un'analisi di regressione lineare, che mostra la relazione tra queste due grandezze.

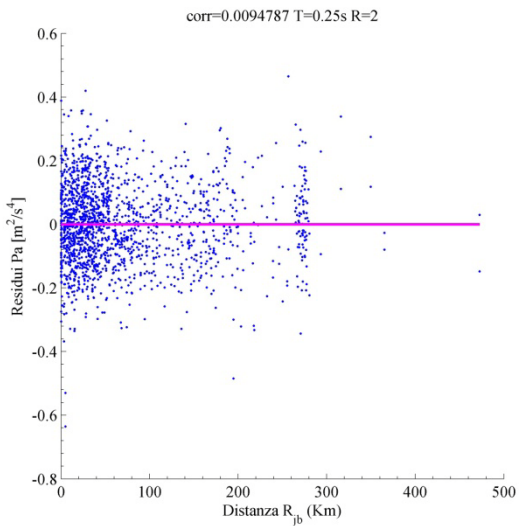
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMCRr4	0.15	0.25	0.25	2	0	0	0.922561	-0.00236
PSaT_i	0.05	0.25	0.25	2	0	0	0.908737	-0.00278
Pa	x	0.25	x	2	0	0	0.695712	0.009479
INP04	0.05	0.25	0.25	2	0	0	0.639998	0.011335
SIhkk	0.05	0.25	0.25	2	0	0	0.210505	0.03034
SIm	0.05	0.25	0.1	2	0	0	0.177294	0.032689
pga	x	0.25	x	2	0	0	0.099113	0.039953
EPA	x	0.25	x	2	0	0	0.08569	0.041633



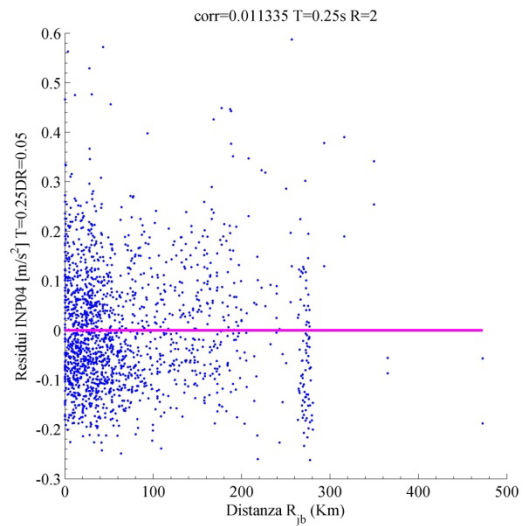
6.81 Residui-Rjb IMCRr4 T=0.25 DR=0.15



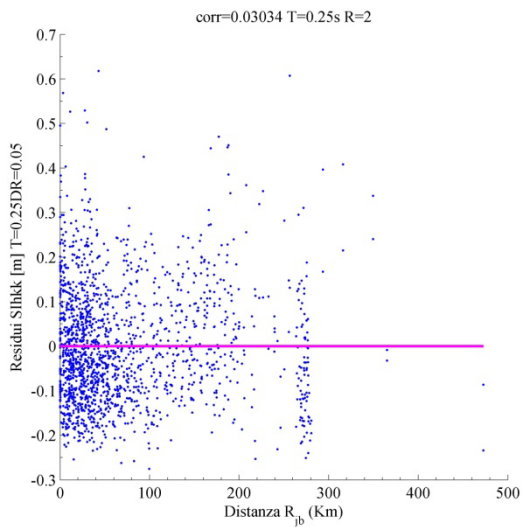
6.82 Residui-Rjb PSaT T=0.25 DR=0.05



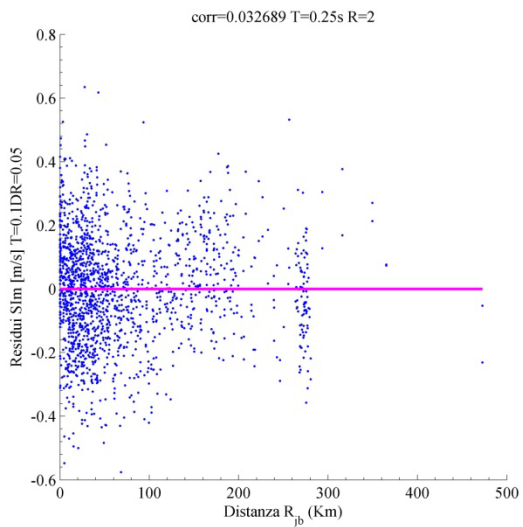
6.83 Residui-Rjb Pa



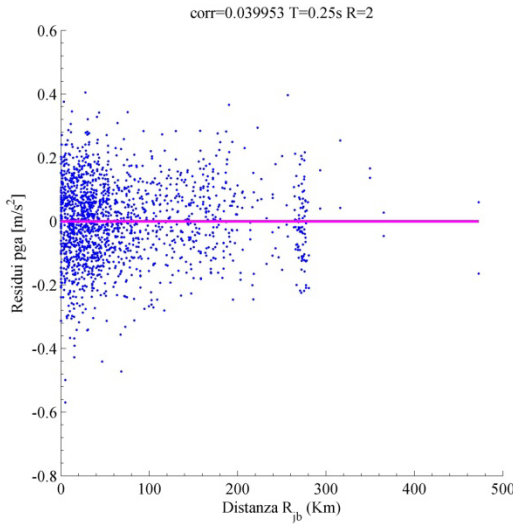
6.84 Residui-Rjb INP04 T=0.25 DR=0.05



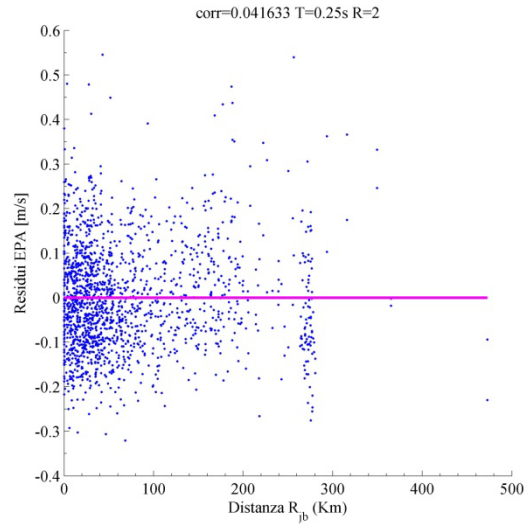
6.85 Residui-Rjb SIHkk T=0.25s DR=0.05



6.86 Residui-Rjb SIm T=0.1s DR=0.05



6.87 Residui-Rjb pga

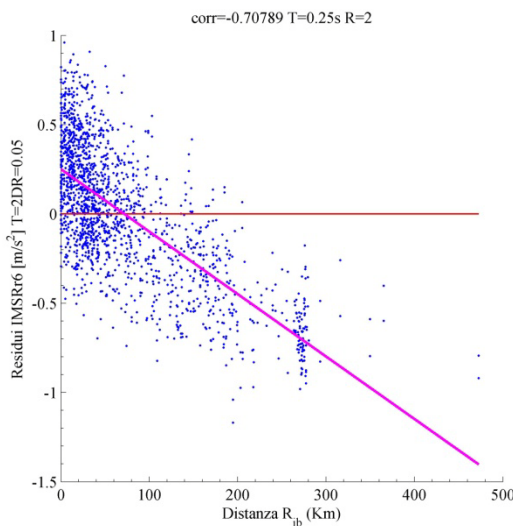


6.88 Residui-Rjb Epa

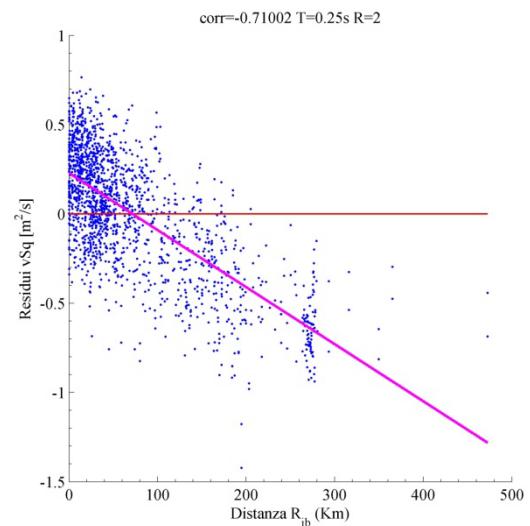
6.4.1.2. *Misure non sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}*

Nella tabella seguente si riportano quelle misure che presentano una più marcata insufficienza nei confronti della distanza dal campo di rottura.

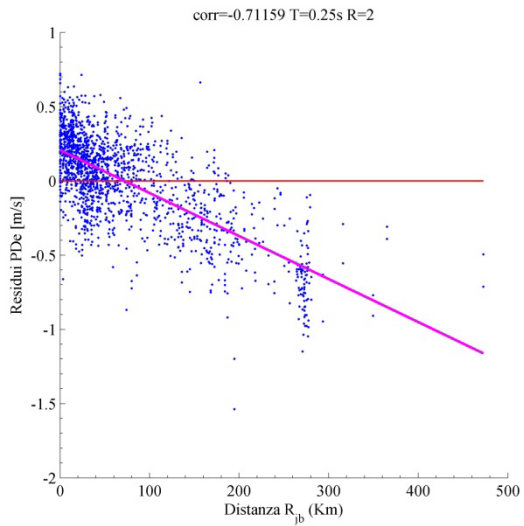
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMSRr6	0.05	0.25	2	2	0.250772	-0.0035	0	-0.70789
vSq	x	0.25	x	2	0.229073	-0.0032	0	-0.71002
PDe	x	0.25	x	2	0.207593	-0.0029	0	-0.71159
Iv	x	0.25	x	2	0.229463	-0.0032	0	-0.72216
Pd	x	0.25	x	2	0.308247	-0.0043	0	-0.77146
pgd	x	0.25	x	2	0.316198	-0.00441	0	-0.78762
dRs	x	0.25	x	2	0.352231	-0.00492	0	-0.81251
Id	x	0.25	x	2	0.351628	-0.00491	0	-0.81618



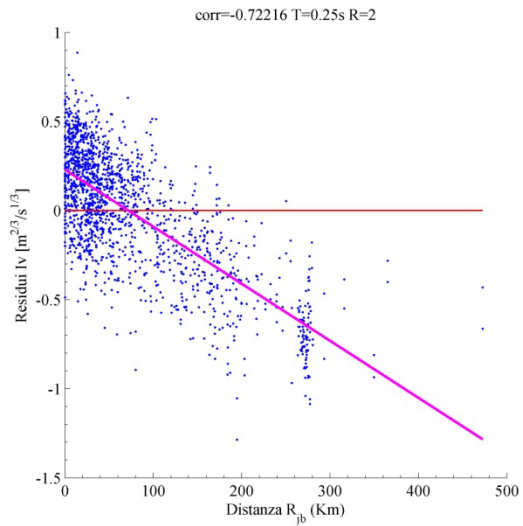
6.89 Residui-Rjb IMSRr6 T=2s DR=0.05



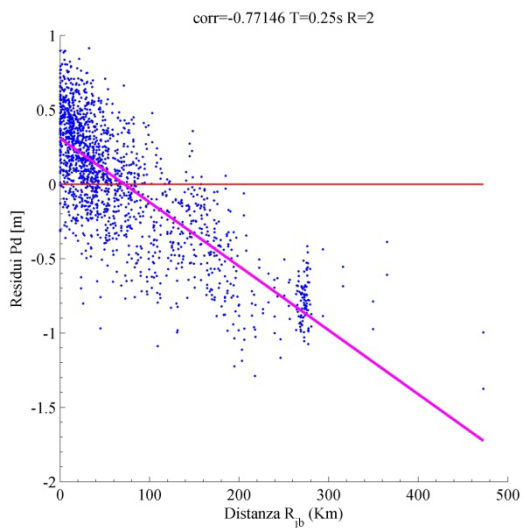
6.90 Residui-Rjb vSq



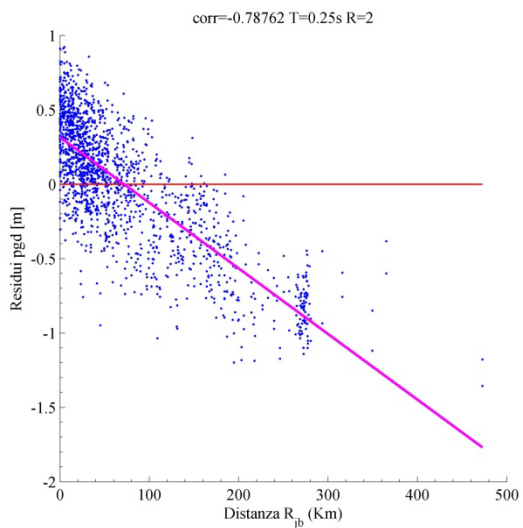
6.91 Residui-Rjb PDe



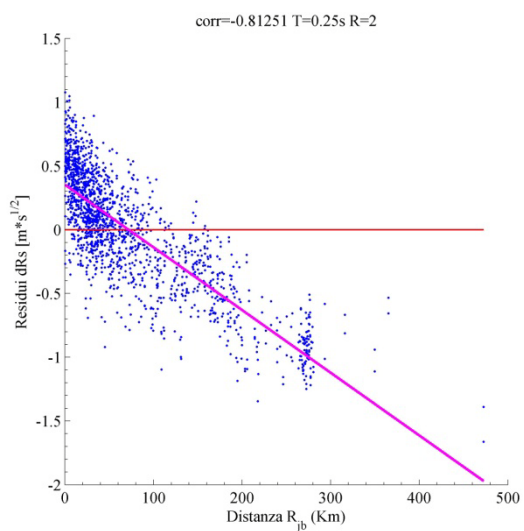
6.92 Residui-Rjb Iv



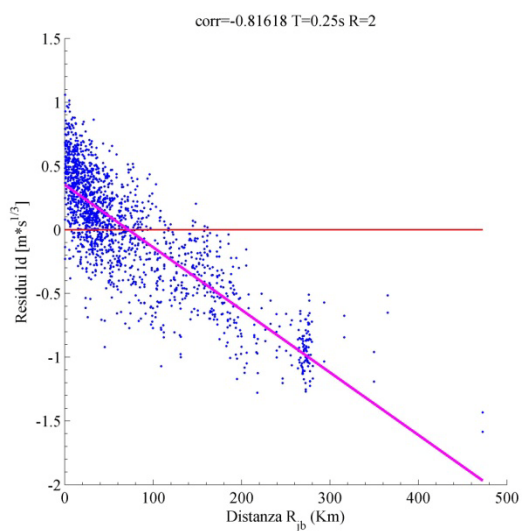
6.93 Residui-Rjb Pd



6.94 Residui-Rjb pgd



6.95 Residui-Rjb dRs

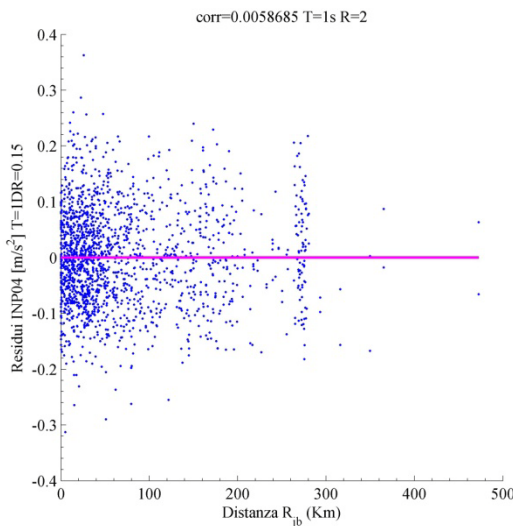


6.96 Residui-Rjb Id

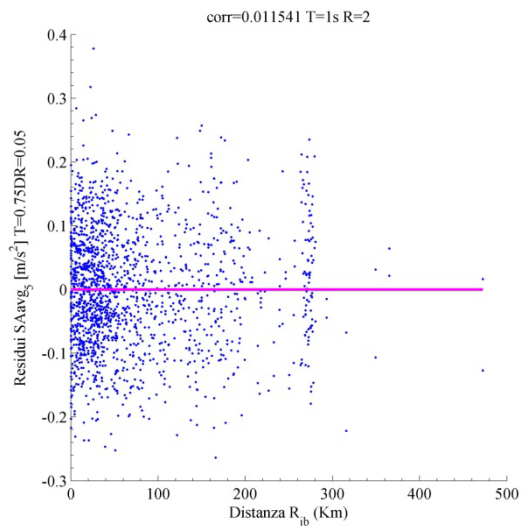
6.4.2. SDOF $T=1s$, $\zeta=0.05$ e $R=2$

6.4.2.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}

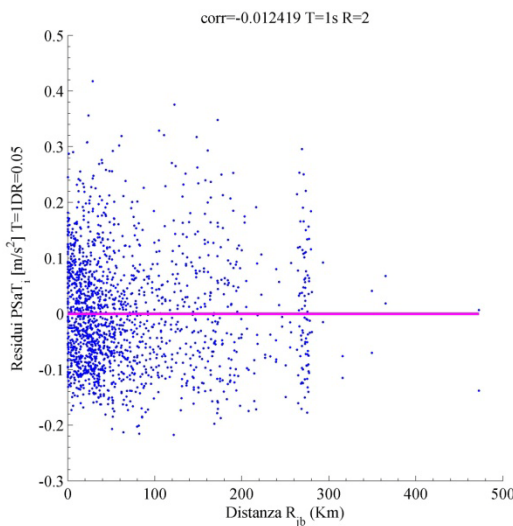
<i>IM</i>	ζ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
INP04	0.15	1	1	2	0	0	0.808669	0.005868
SAavg_5	0.05	1	0.75	2	0	0	0.633921	0.011541
PSaT_i	0.05	1	1	2	0	0	0.608327	-0.01242
IMSRr6	0.15	1	0.75	2	0	0	0.460049	-0.0179
IMc	0.05	1	0.75	2	0	0	0.265414	-0.02699
SIH	0.15	1	x	2	0	0	0.216127	0.02997
SIH	0.05	1	x	2	0	0	0.162692	-0.03383
SIhkk	0.05	1	1	2	0	0	0.06127	0.045335



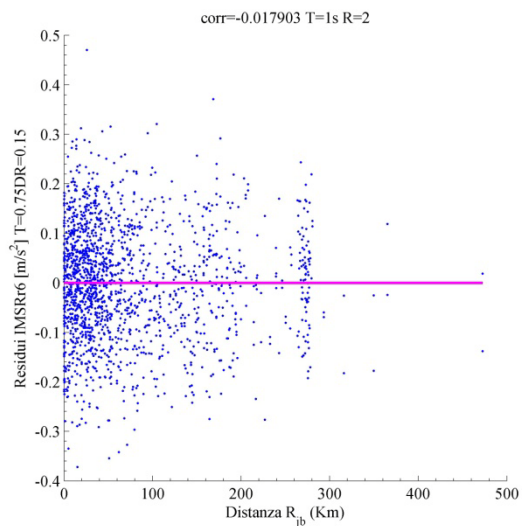
6.97 Residui-Rjb INP04 T=1s DR=0.15



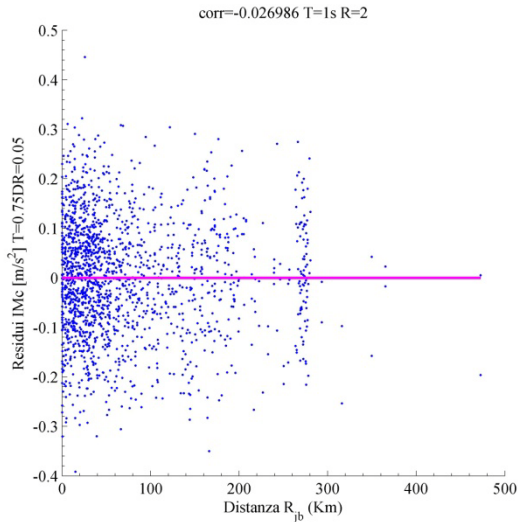
6.98 Residui-Rjb SAavg T=0.75s DR=0.05



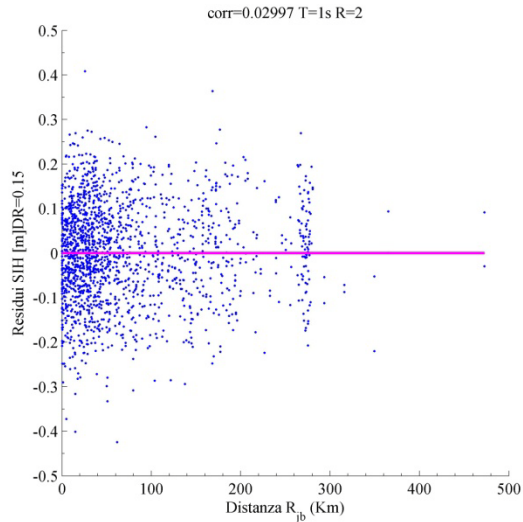
6.99 Residui-Rjb PSaT T=1s DR=0.05
DR=0.15



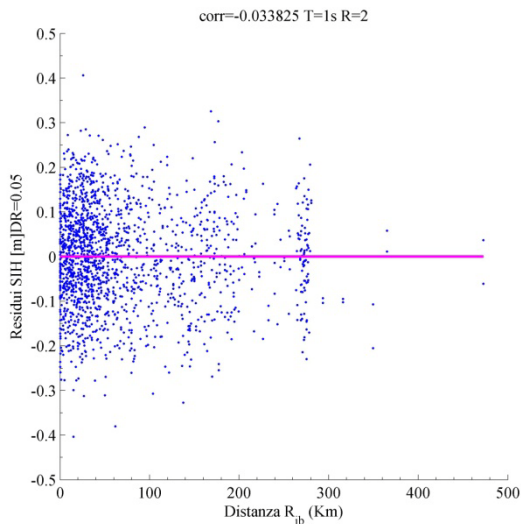
6.100 Residui-Rjb IMSRr6 T=0.75s



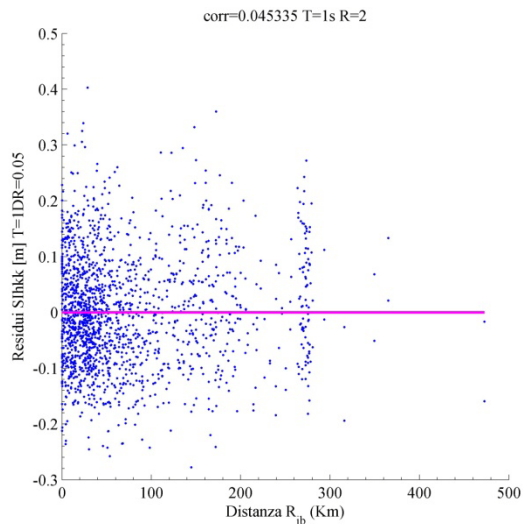
6.101 Residui-Rjb IMc T=0.75s DR=0.05



6.102 Residui-Rjb SIH DR=0.15



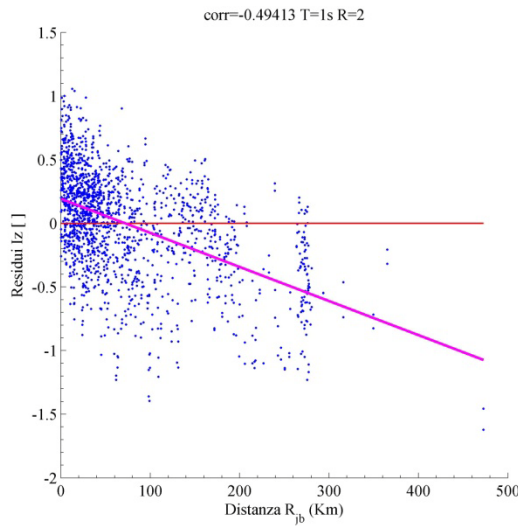
6.103 Residui-Rjb SIH DR=0.05



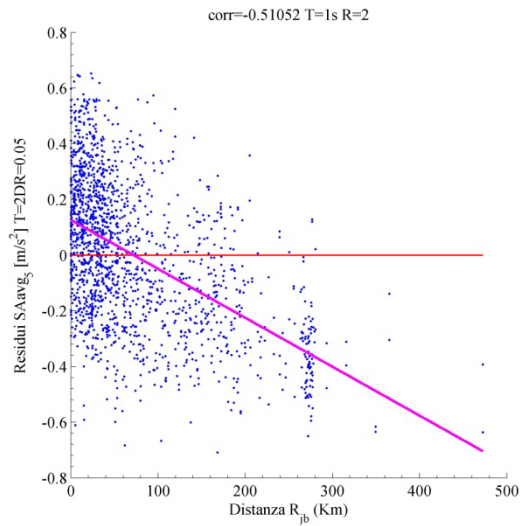
6.104 Residui-Rjb SIHkk T=1s DR=0.05

6.4.2.2. *Misure non sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}*

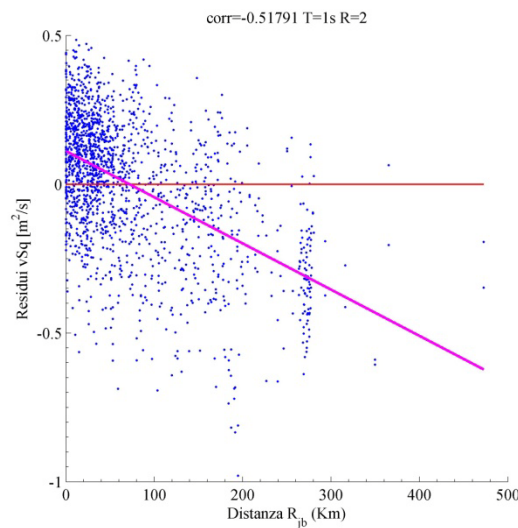
IM	ξ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
Iz	x	1	x	2	0.191879	-0.00268	0	-0.49413
SAavg_5	0.05	1	2	2	0.12598	-0.00176	0	-0.51052
vSq	x	1	x	2	0.111311	-0.00155	0	-0.51791
Iv	x	1	x	2	0.113438	-0.00158	0	-0.53355
Pd	x	1	x	2	0.197693	-0.00276	0	-0.60592
pgd	x	1	x	2	0.206264	-0.00288	0	-0.63822
dRs	x	1	x	2	0.250972	-0.0035	0	-0.68627
Id	x	1	x	2	0.249277	-0.00348	0	-0.69858



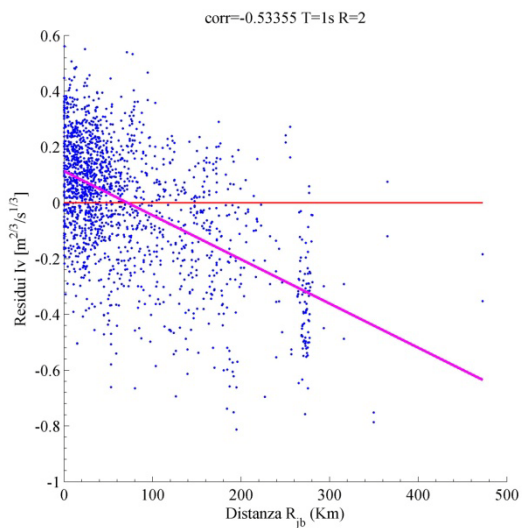
6.105 Residui-Rjb Iz



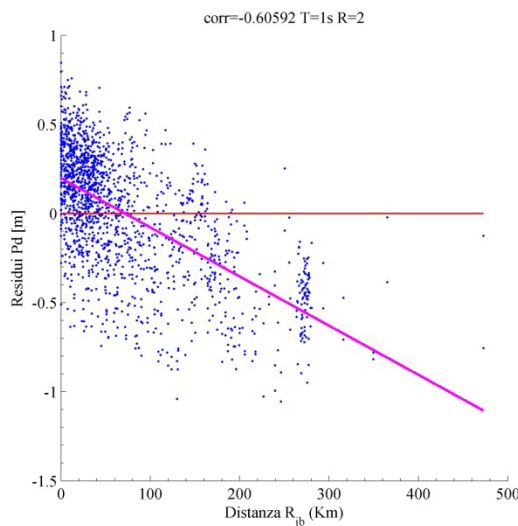
6.106 Residui-Rjb SAavg T=2s DR=0.05



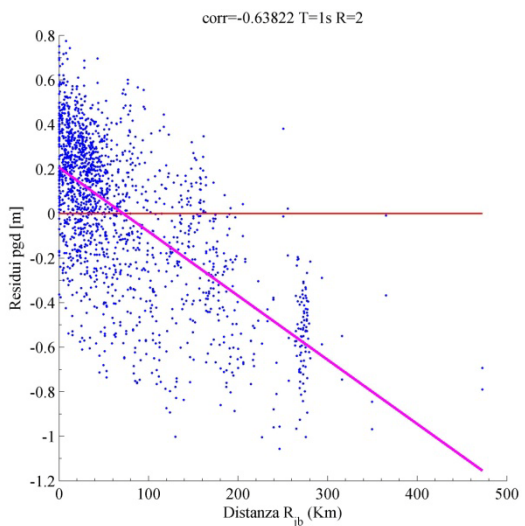
6.107 Residui-Rjb vSq



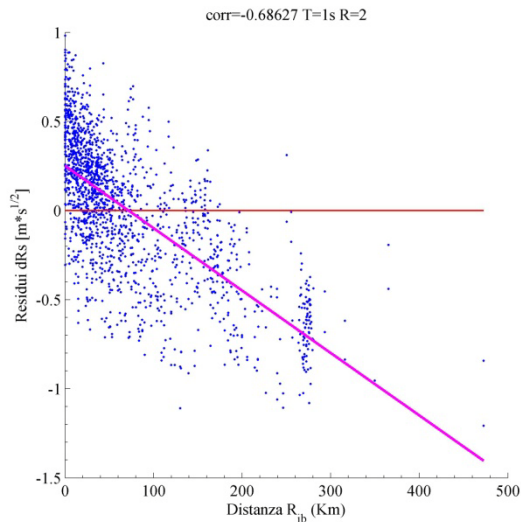
6.108 Residui-Rjb Iv



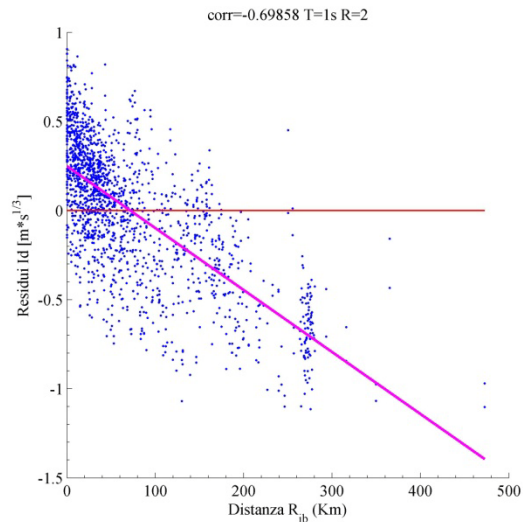
6.109 Residui-Rjb Pd



6.110 Residui-Rjb pgd



6.111 Residui-Rjb dRs

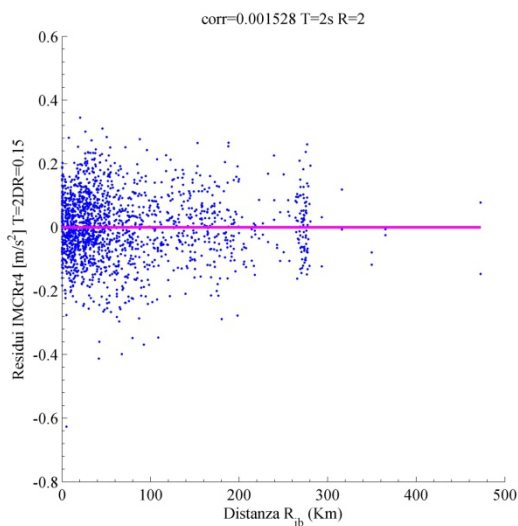


6.112 Residui-Rjb Id

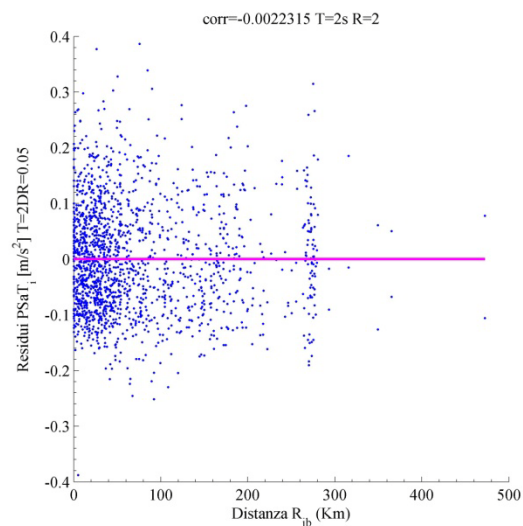
6.4.3. SDOF $T=2s$, $\xi=0.05$ e $R=2$

6.4.3.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}

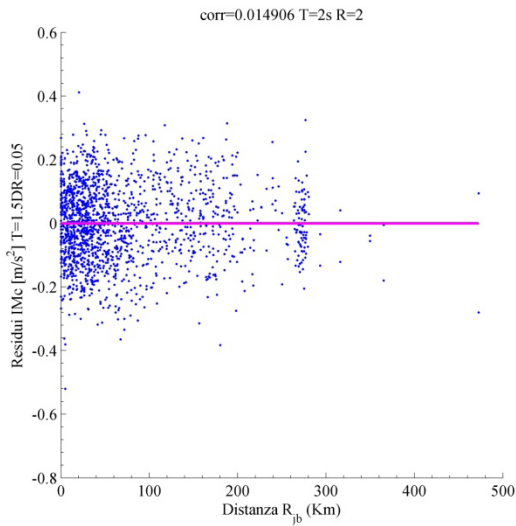
IM	ξ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
IMCRR4	0.15	2	2	2	0	0	0.949729	0.001528
PSaT_i	0.05	2	2	2	0	0	0.926639	-0.00223
IMc	0.05	2	1.5	2	0	0	0.538518	0.014906
SAavg_5	0.05	2	1.5	2	0	0	0.513462	-0.01584
SIm	0.05	2	1.5	2	0	0	0.483089	-0.01700
If	x	2	x	2	-0.01159	0.000162	0.005424	0.067316
SIhkk	0.05	2	0.1	2	-0.02398	0.000335	0.00463	0.068548
SIa	0.05	2	x	2	-0.02468	0.000344	0.003439	0.070812



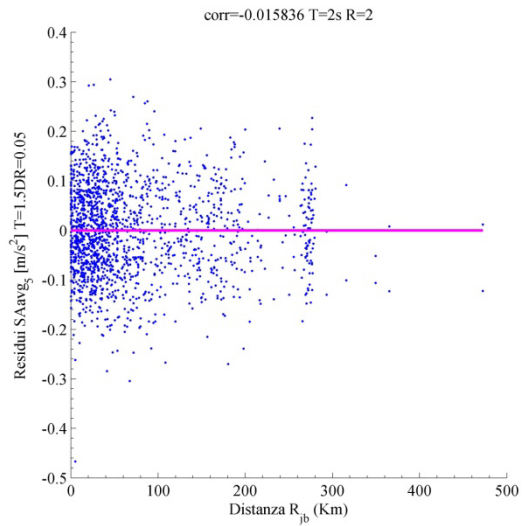
6.113 Residui-Rjb IMCRR4 T=2s DR=0.15



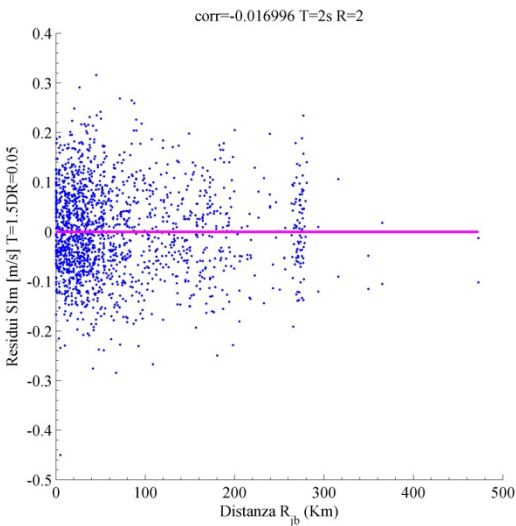
6.114 Residui-Rjb PSaT T=2s DR=0.05



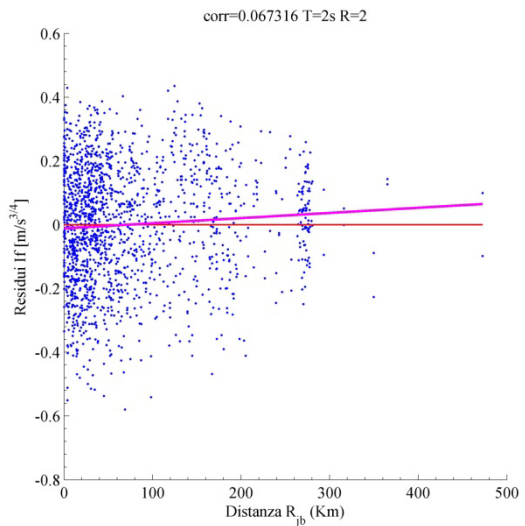
6.115 Residui-Rjb IMc T=1s DR=0.05



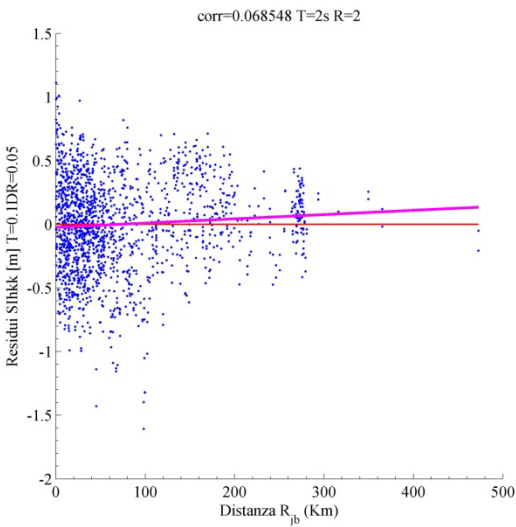
6.116 Residui-Rjb SAavg T=1s DR=0.05



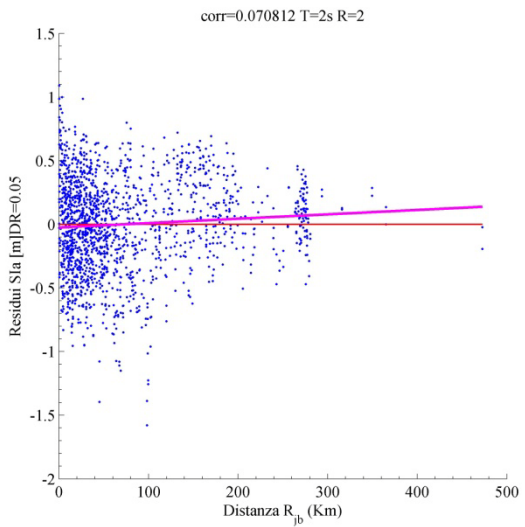
6.117 Residui-Rjb SIm T=1.5s DR=0.05



6.118 Residui-Rjb If



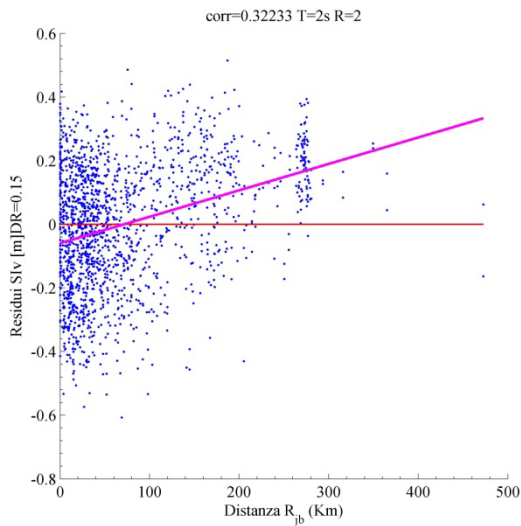
6.119 Residui-Rjb SIhkk T=0.1s DR=0.05



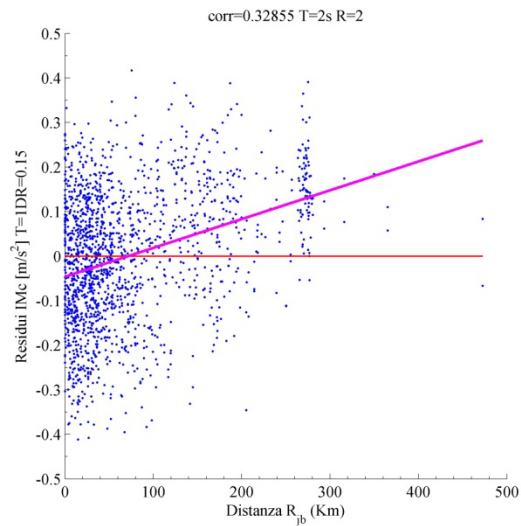
6.120 Residui-Rjb SIa DR=0.05

6.4.3.2. *Misure non sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}*

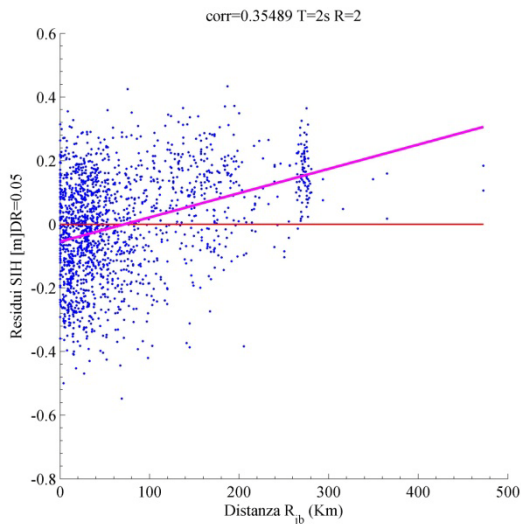
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Siv	0.15	2	x	2	-0.05953	0.000831	0	0.32233
IMc	0.15	2	1	2	-0.04635	0.000647	0	0.32855
SIH	0.05	2	x	2	-0.05467	0.000763	0	0.354887
SIH	0.15	2	x	2	-0.05992	0.000836	0	0.364895
Pd	x	2	x	2	0.114369	-0.0016	0	-0.43721
pgd	x	2	x	2	0.124283	-0.00173	0	-0.48664
dRs	x	2	x	2	0.177167	-0.00247	0	-0.59397
Id	x	2	x	2	0.175438	-0.00245	0	-0.60838



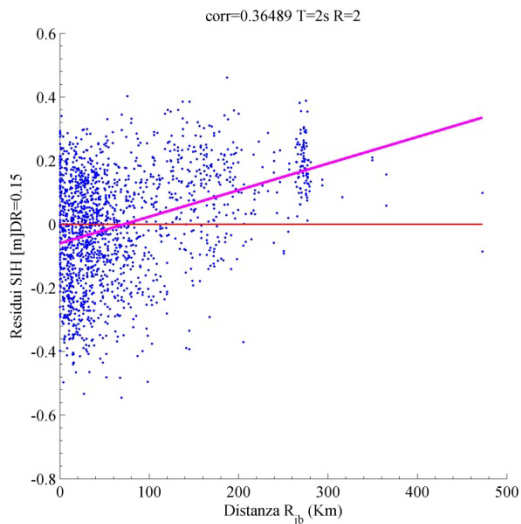
6.121 Residui-Rjb Siv DR=0.15



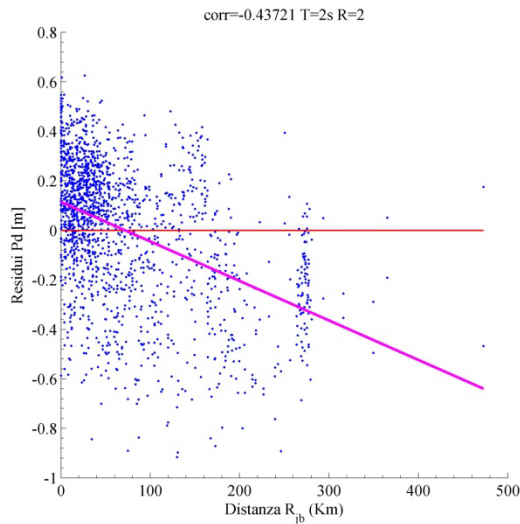
6.122 Residui-Rjb IMc T=1s DR=0.15



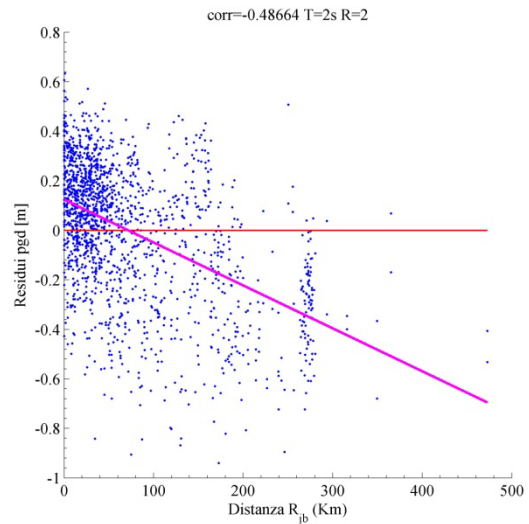
6.123 Residui-Rjb SIH DR=0.05



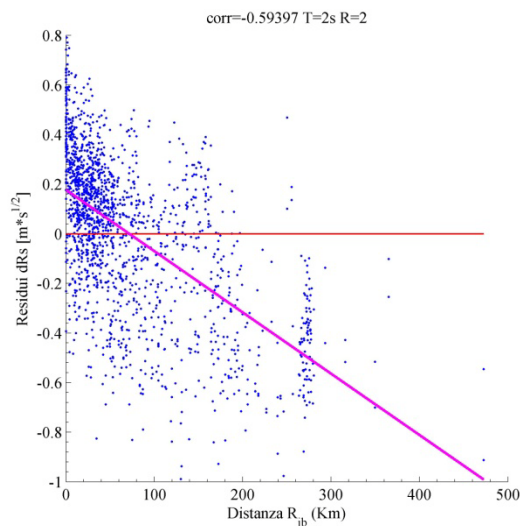
6.124 Residui-Rjb SIH DR=0.15



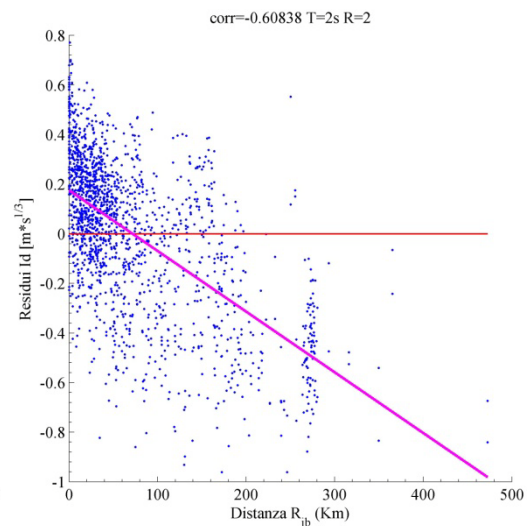
6.125 Residui-Rjb Pd



6.126 Residui-Rjb pgd



6.127 Residui-Rjb dRs

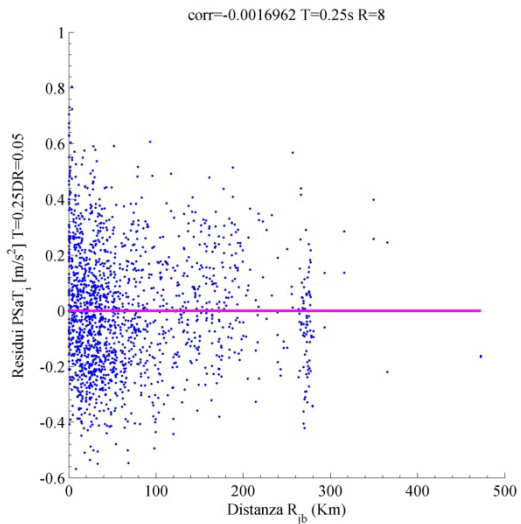


6.128 Residui-Rjb Id

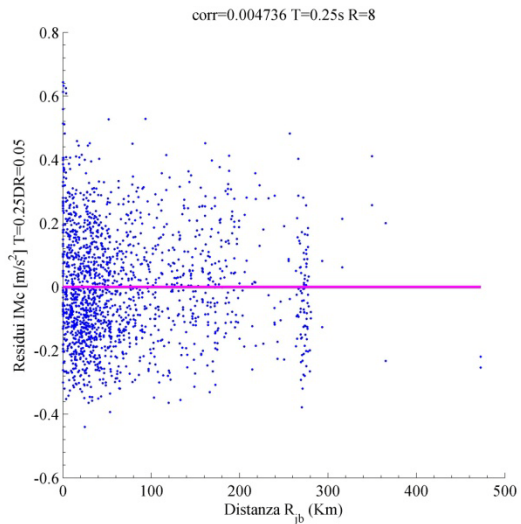
6.4.4. SDOF $T=0.25s$, $\zeta=0.05$ e $R=8$

6.4.4.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}

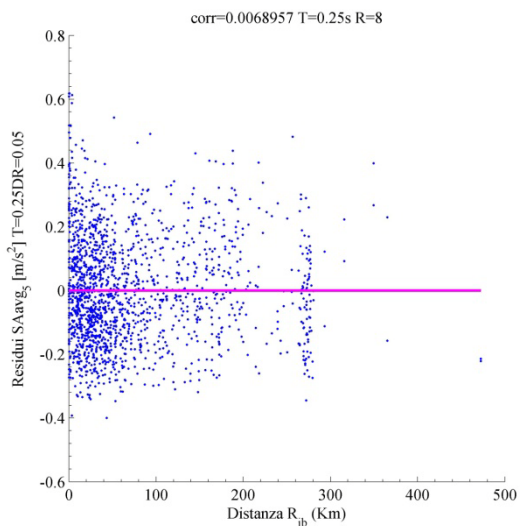
IM	ζ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
PSaT_i	0.05	0.25	0.25	8	0	0	0.944205	-0.0017
IMc	0.05	0.25	0.25	8	0	0	0.845067	0.004736
SAavg_5	0.05	0.25	0.25	8	0	0	0.776003	0.006896
IMSRr6	0.15	0.25	0.25	8	0	0	0.765659	-0.00722
SIm	0.05	0.25	0.25	8	0	0	0.514829	-0.01579
INP04	0.05	0.25	0.25	8	0	0	0.318155	0.02419
SIa	0.05	0.25	x	8	0	0	0.088779	0.041229
EPA	x	0.25	x	8	-0.00944	0.000132	0.024336	0.054533



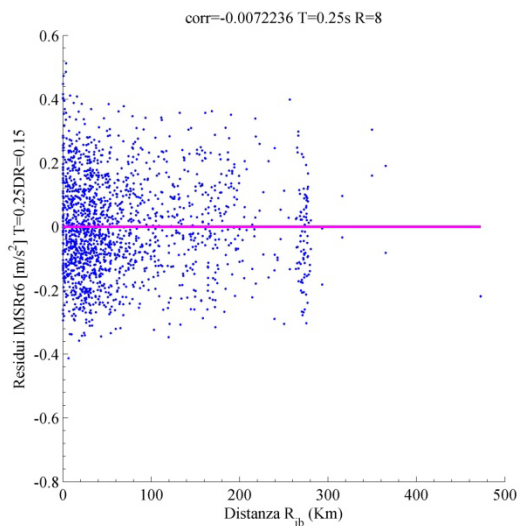
6.129 Residui-Rjb PSaT T=0.25s DR=0.05



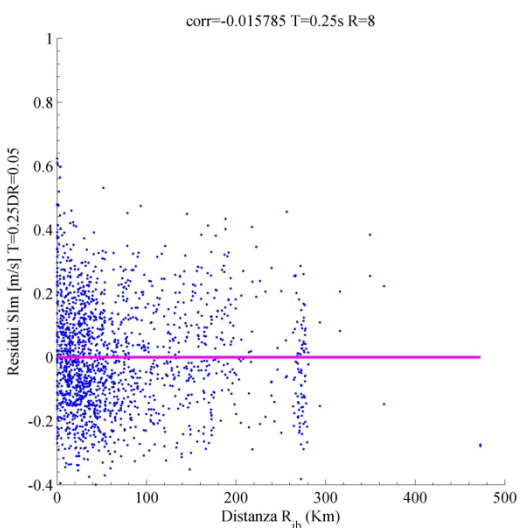
6.130 Residui-Rjb IMc T=0.25s DR=0.05



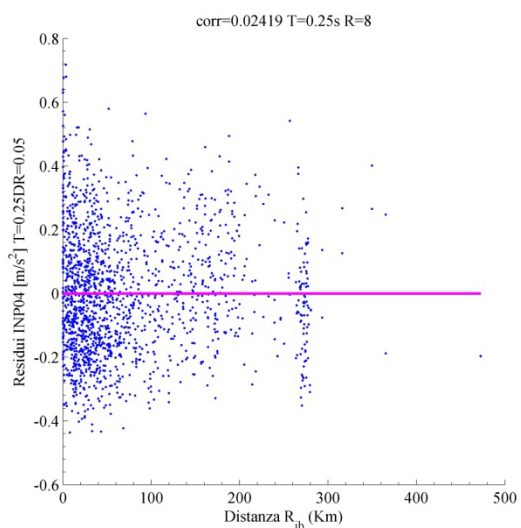
6.131 Residui-Rjb SAavg T=0.25s DR=0.05



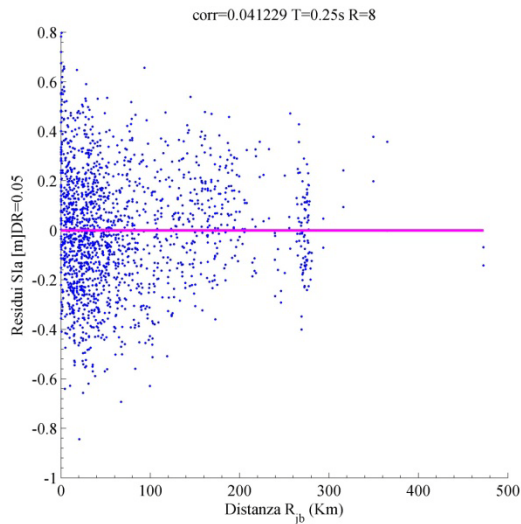
6.132 Residui-Rjb IMSRr6 T=0.25s DR=0.15



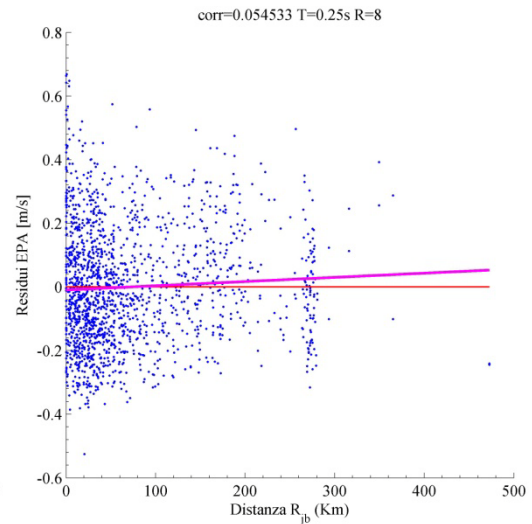
6.133 Residui-Rjb SIm T=0.25s DR=0.05



6.134 Residui-Rjb INP04 T=0.25s DR=0.05



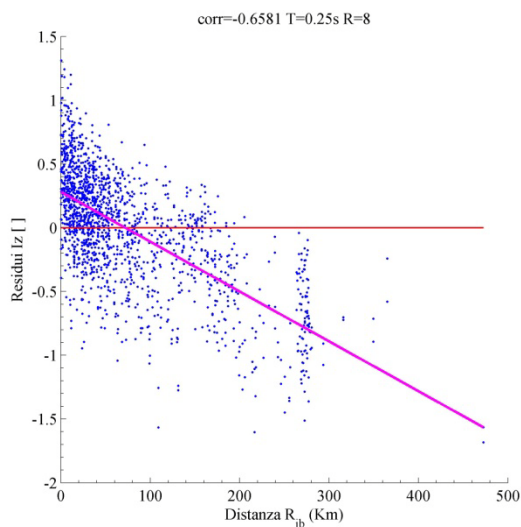
6.135 Residui-Rjb SIA DR=0.05



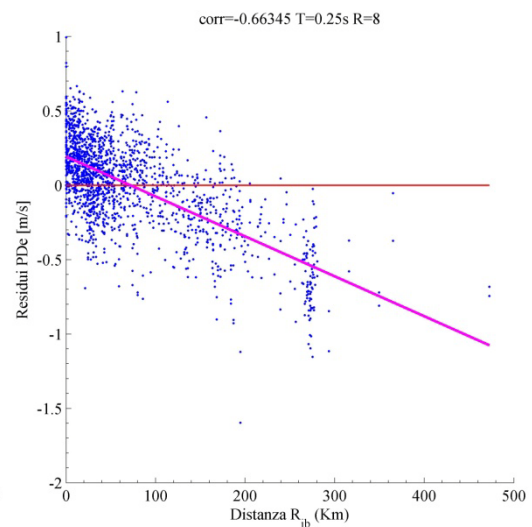
6.136 Residui-Rjb EPA

6.4.4.2. *Misure non sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}*

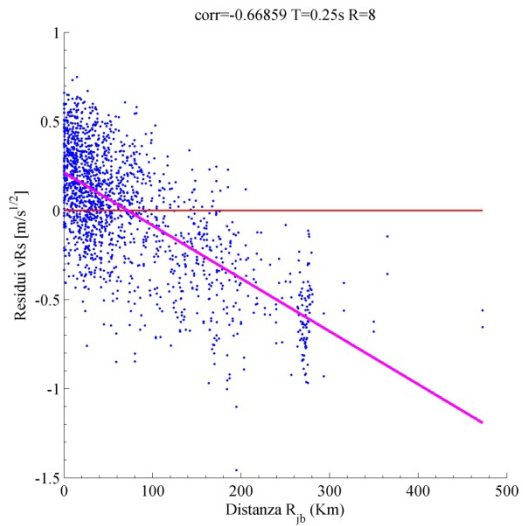
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iz	x	0.25	x	8	0.279937	-0.00391	0	-0.6581
PDe	x	0.25	x	8	0.19233	-0.00268	0	-0.66345
vRs	x	0.25	x	8	0.212943	-0.00297	0	-0.66859
Iv	x	0.25	x	8	0.212948	-0.00297	0	-0.6819
Pd	x	0.25	x	8	0.298414	-0.00416	0	-0.73568
pgd	x	0.25	x	8	0.301648	-0.00421	0	-0.74679
dSq	x	0.25	x	8	0.348416	-0.00486	0	-0.78253
Id	x	0.25	x	8	0.347671	-0.00485	0	-0.788



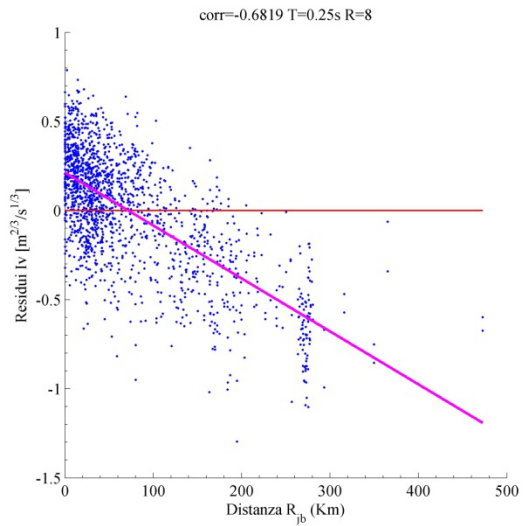
6.137 Residui-Rjb Iz



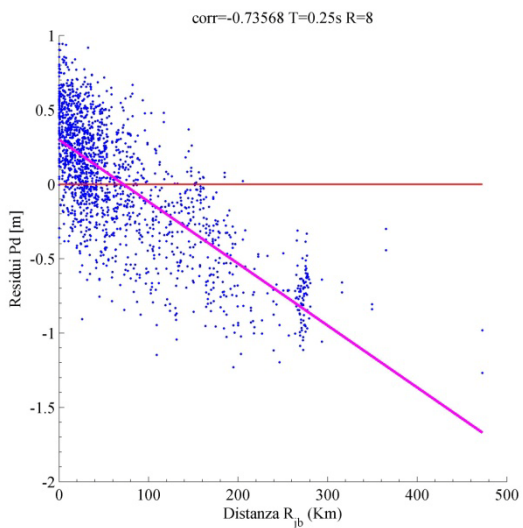
6.138 Residui-Rjb PDe



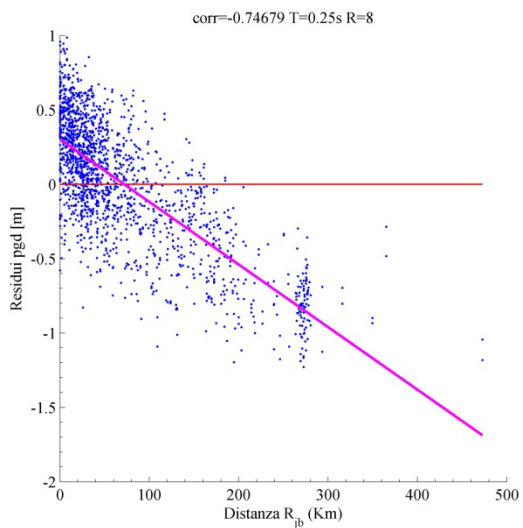
6.139 Residui-Rjb v_{Rs}



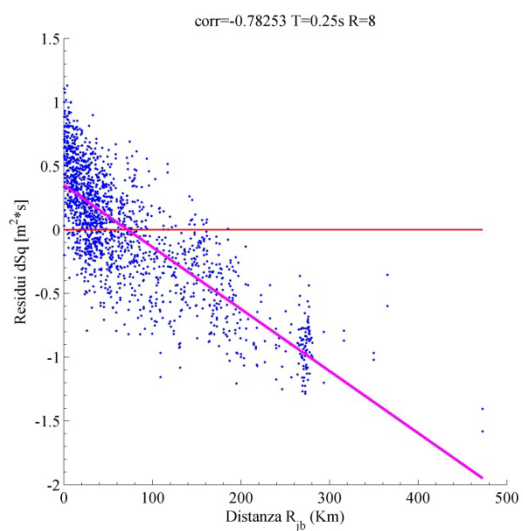
6.140 Residui-Rjb I_v



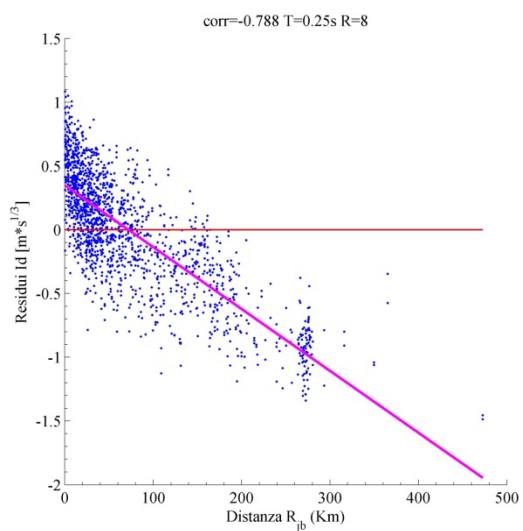
6.141 Residui-Rjb P_d



6.142 Residui-Rjb pgd



6.143 Residui-Rjb d_{Sq}

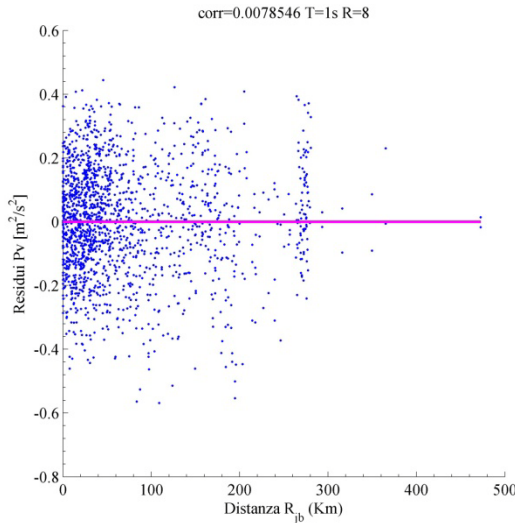


6.144 Residui-Rjb I_d

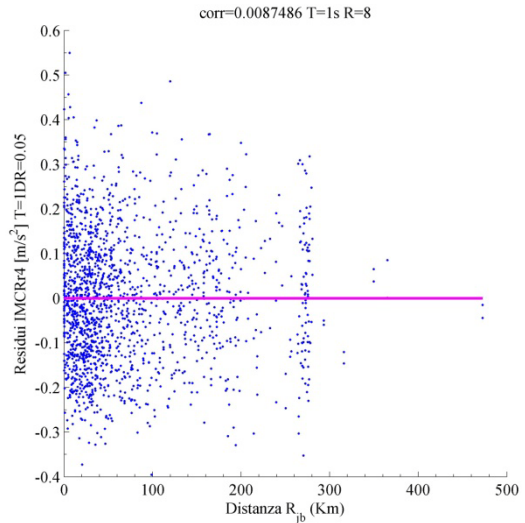
6.4.5. SDOF $T=1s$, $\zeta=0.05$ e $R=8$

6.4.5.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}

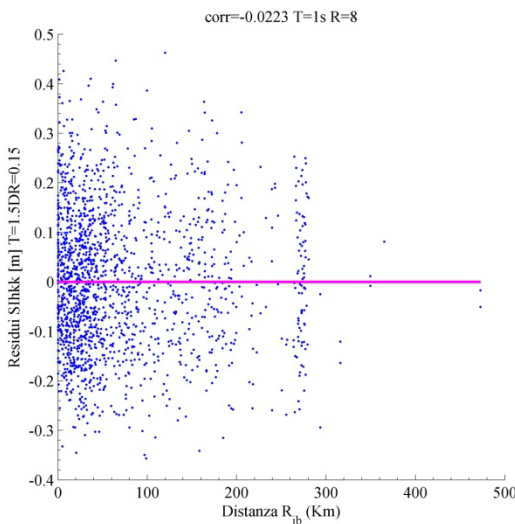
IM	ζ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
Pv	x	1	x	8	0	0	0.745866	0.007855
IMCRr4	0.05	1	1	8	0	0	0.718109	0.008749
SIhkk	0.15	1	1.5	8	0	0	0.357441	-0.0223
IMc	0.15	1	1	8	0	0	0.350399	0.022629
MIV	x	1	x	8	0	0	0.199322	0.031099
pgv	x	1	x	8	0	0	0.120061	0.037662
INP04	0.05	1	1	8	0	0	0.053419	0.046786
PSaT_i	0.05	1	0.1	8	-0.01707	0.000238	0.02638	0.053778



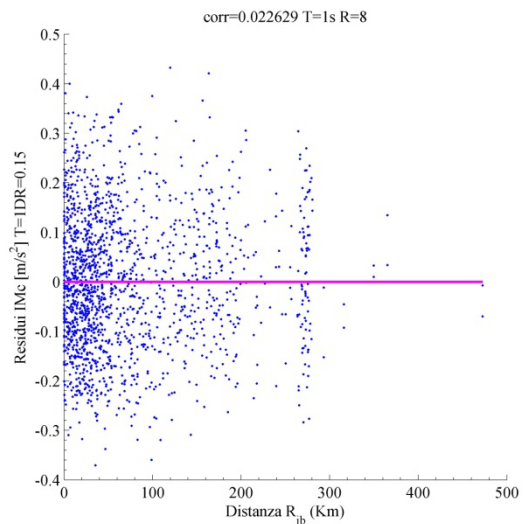
6.145 Residui-Rjb Pv



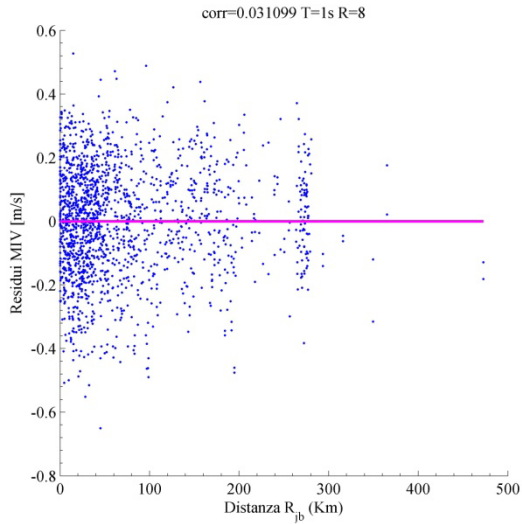
6.146 Residui-Rjb IMCRr4 T=1s DR=0.05



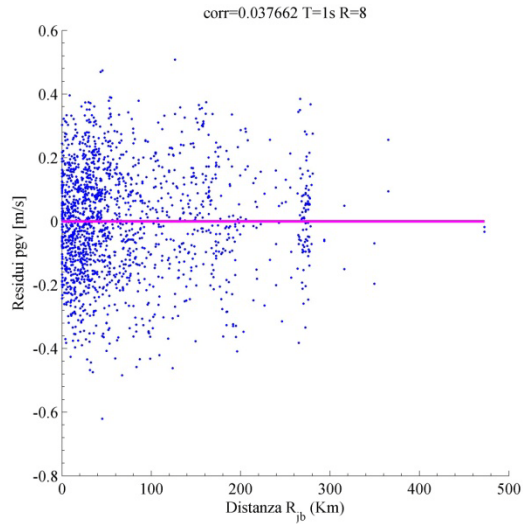
6.147 Residui-Rjb SIhkk T=1.5s DR=0.15



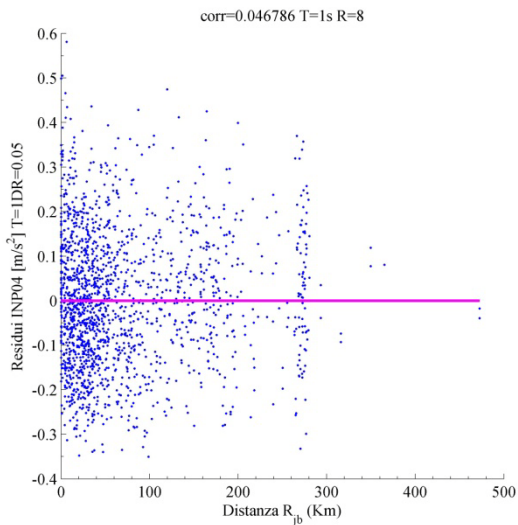
6.148 Residui-Rjb IMc T=1s DR=0.15



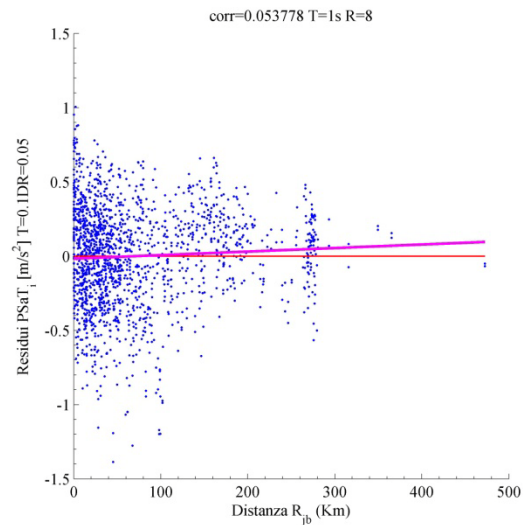
6.149 Residui-Rjb MIV



6.150 Residui-Rjb pgv



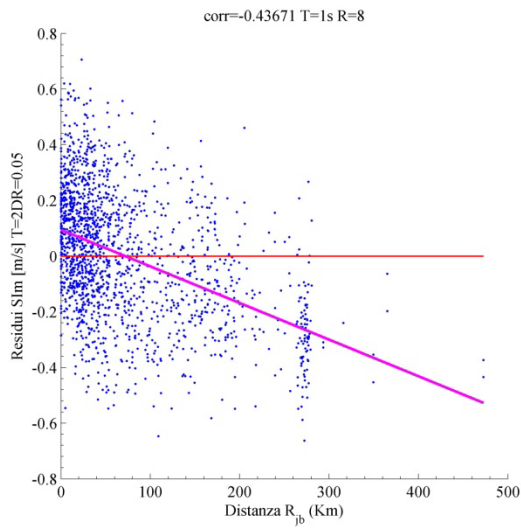
6.151 Residui-Rjb INP04 T=1s DR=0.05



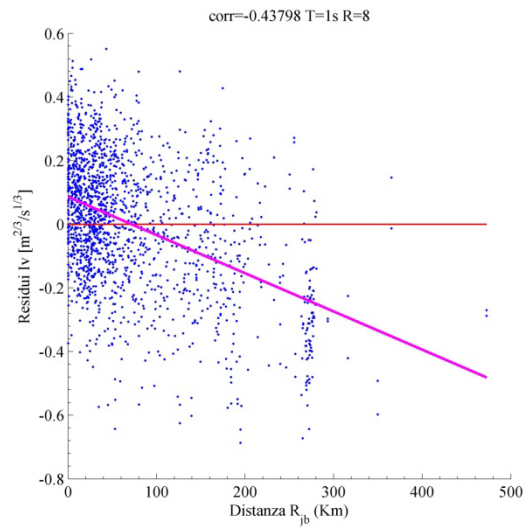
6.152 Residui-Rjb PSaT T=0.1s DR=0.05

6.4.5.2. *Misure non sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}*

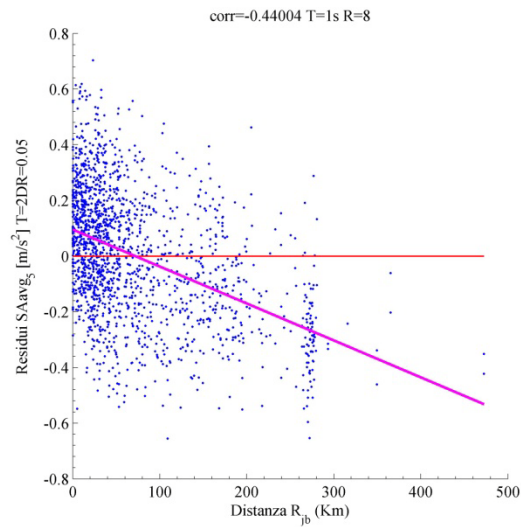
IM	ξ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
SIm	0.05	1	2	8	0.094235	-0.00132	0	-0.43671
Iv	x	1	x	8	0.086039	-0.0012	0	-0.43798
SAavg_5	0.05	1	2	8	0.095111	-0.00133	0	-0.44004
IMSRr6	0.05	1	2	8	0.100628	-0.0014	0	-0.44501
Pd	x	1	x	8	0.166696	-0.00233	0	-0.55378
pgd	x	1	x	8	0.175336	-0.00245	0	-0.59239
dSq	x	1	x	8	0.224353	-0.00313	0	-0.65511
Id	x	1	x	8	0.222313	-0.0031	0	-0.66954



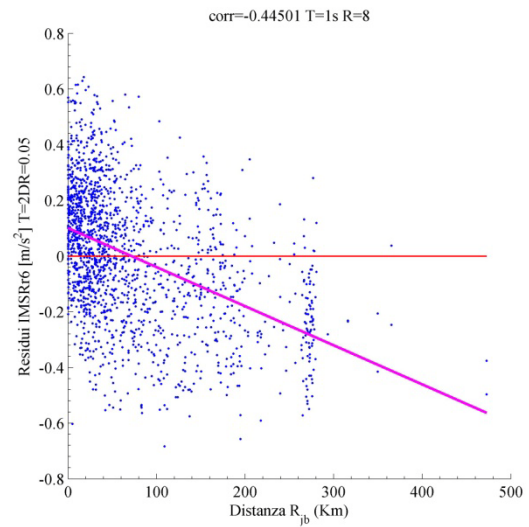
6.153 Residui-Rjb SIm T=2s DR=0.05



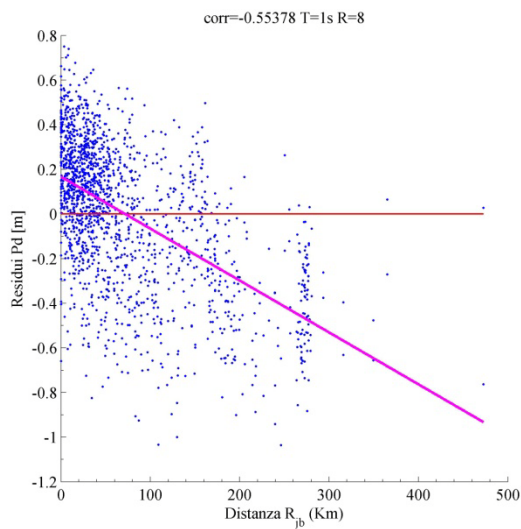
6.154 Residui-Rjb Iv



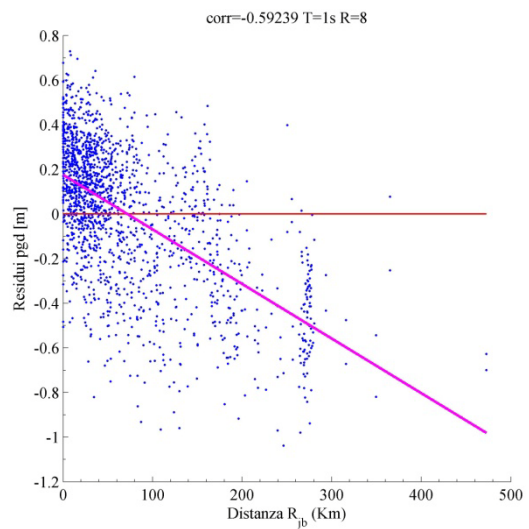
6.155 Residui-Rjb SAavg T=2s DR=0.05



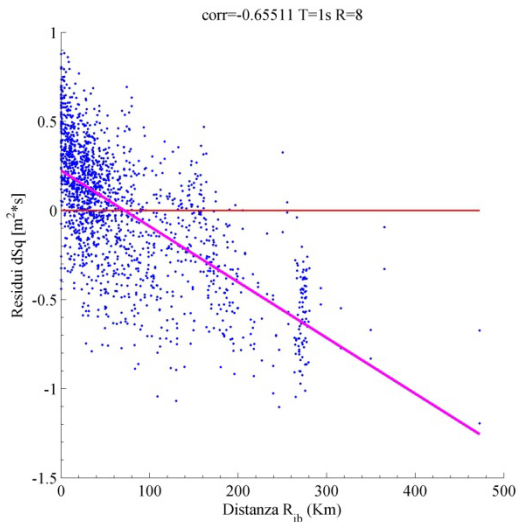
6.156 Residui-Rjb IMSR6 T=2s DR=0.05



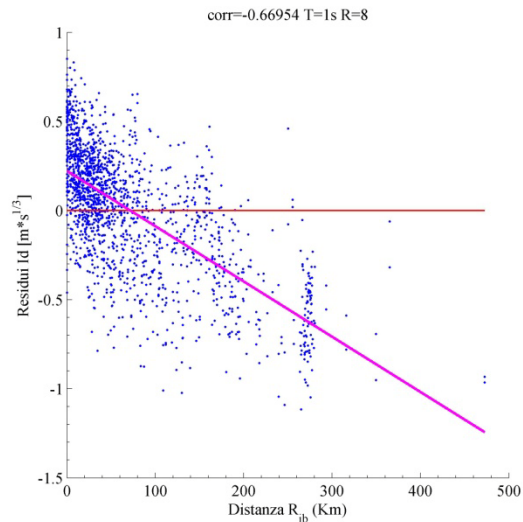
6.157 Residui-Rjb Pd



6.158 Residui-Rjb pgd



6.159 Residui-Rjb dSq

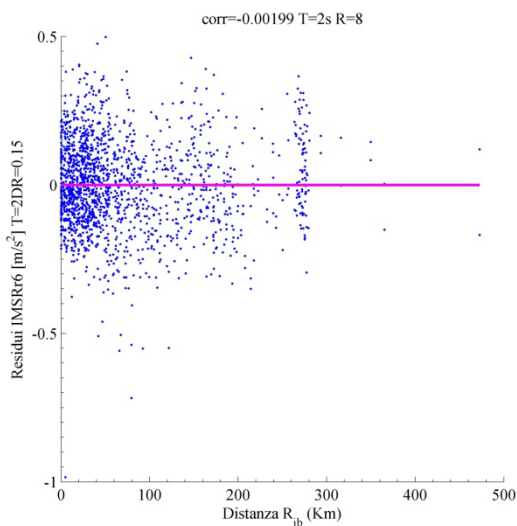


6.160 Residui-Rjb Id

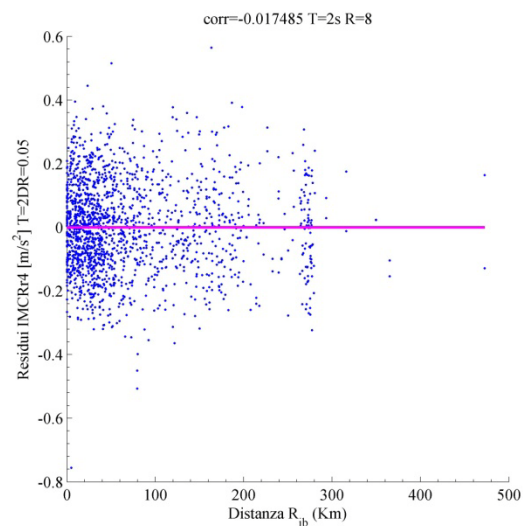
6.4.6. SDOF $T=2s$, $\xi=0.05$ e $R=8$

6.4.6.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}

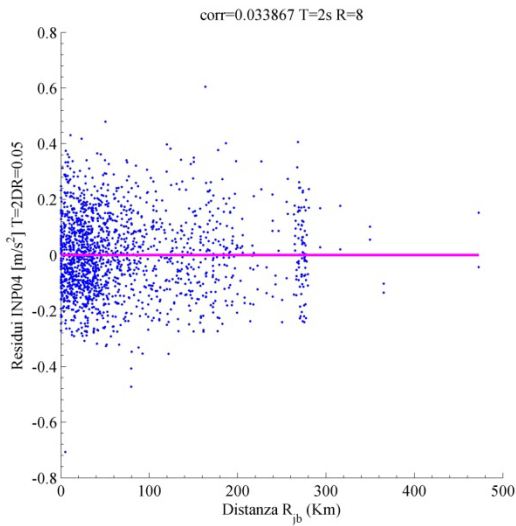
IM	ξ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
IMSRr6	0.15	2	2	8	0	0	0.934559	-0.00199
IMCRr4	0.05	2	2	8	0	0	0.470586	-0.01749
INP04	0.05	2	2	8	0	0	0.162176	0.033867
IMc	0.15	2	2	8	-0.00844	0.000118	0.008617	0.0636
vSq	x	2	x	8	0.009949	-0.00014	0.006117	-0.06637
SIIm	0.05	2	0.1	8	-0.02596	0.000362	0.003176	0.071407
PSaT_i	0.05	2	2	8	-0.01123	0.000157	0.002966	0.071917
SIhkk	0.05	2	0.1	8	-0.02685	0.000375	0.00228	0.073844



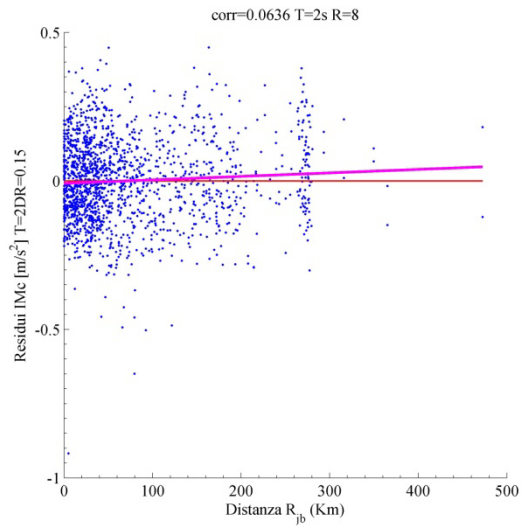
6.161 Residui-Rjb IMSRr6 T=2s DR=0.15



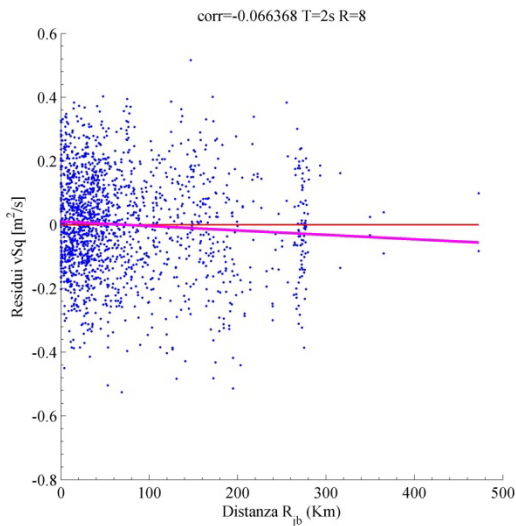
6.162 Residui-Rjb IMCRr4 T=2s DR=0.05



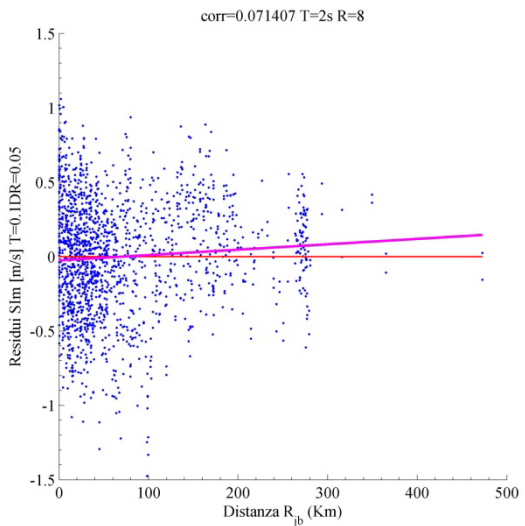
6.163 Residui-Rjb INP04 T=2s DR=0.05



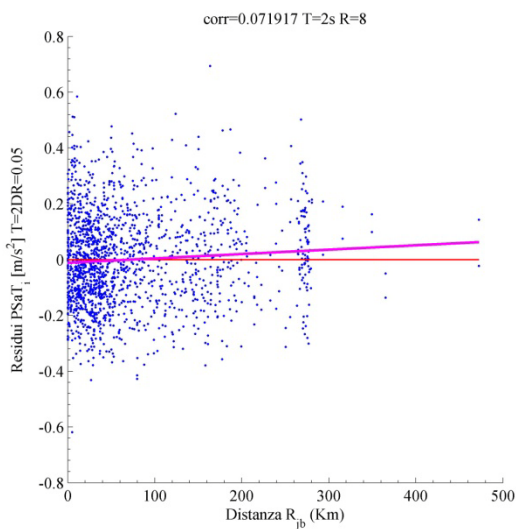
6.164 Residui-Rjb IMc T=2s DR=0.15



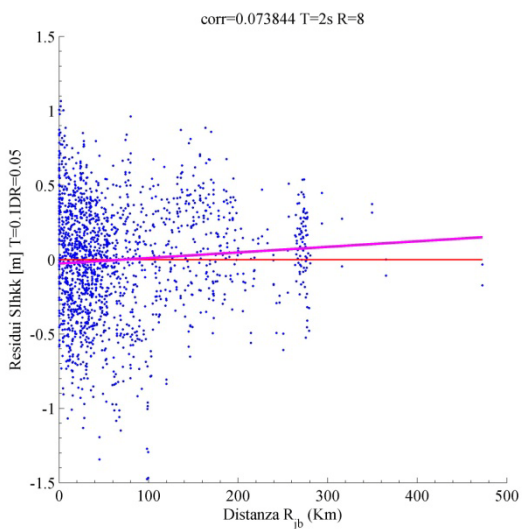
6.165 Residui-Rjb vSq



6.166 Residui-Rjb SIIm T=0.1s DR=0.05



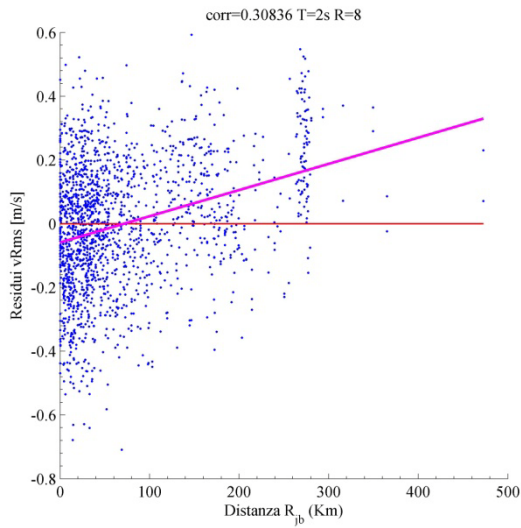
6.167 Residui-Rjb PSaT T=2s DR=0.05



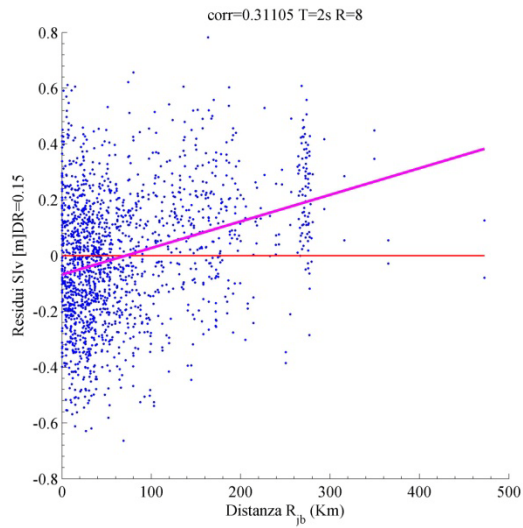
6.168 Residui-Rjb SIhkk T=0.1s DR=0.05

6.4.6.2. *Misure non sufficienti rispetto alla distanza R_{jb}*

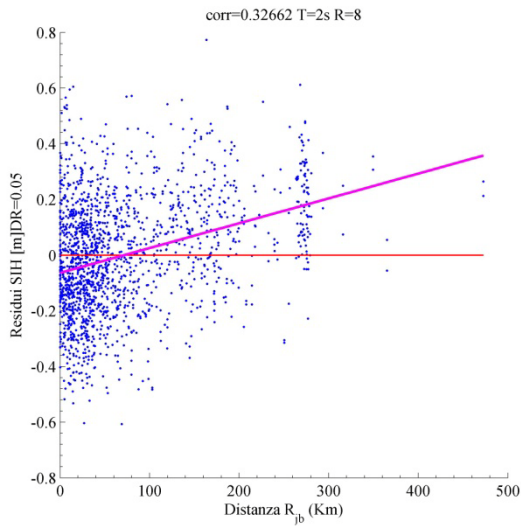
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
vRms	x	2	x	8	-0.05889	0.000822	0	0.308364
SIv	0.15	2	x	8	-0.06835	0.000954	0	0.311045
SIH	0.05	2	x	8	-0.0639	0.000892	0	0.326616
SIH	0.15	2	x	8	-0.06919	0.000966	0	0.341301
Pd	x	2	x	8	0.091292	-0.00127	0	-0.38098
pgd	x	2	x	8	0.101738	-0.00142	0	-0.43896
dSq	x	2	x	8	0.157272	-0.0022	0	-0.57651
Id	x	2	x	8	0.155647	-0.00217	0	-0.5912



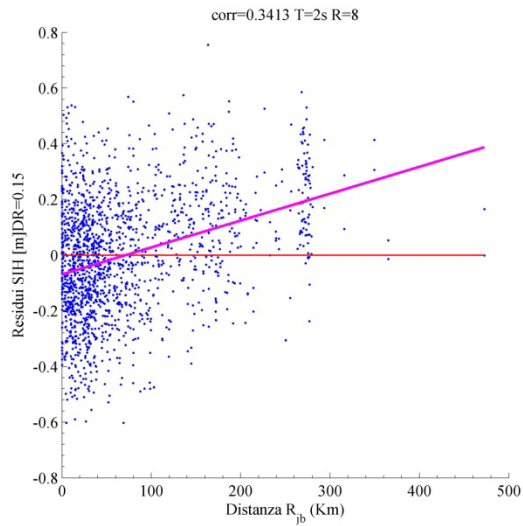
6.169 Residui-Rjb vRms



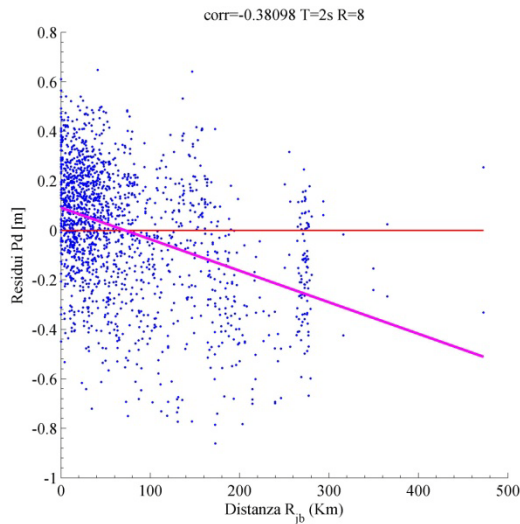
6.170 Residui-Rjb SIv DR=0.15



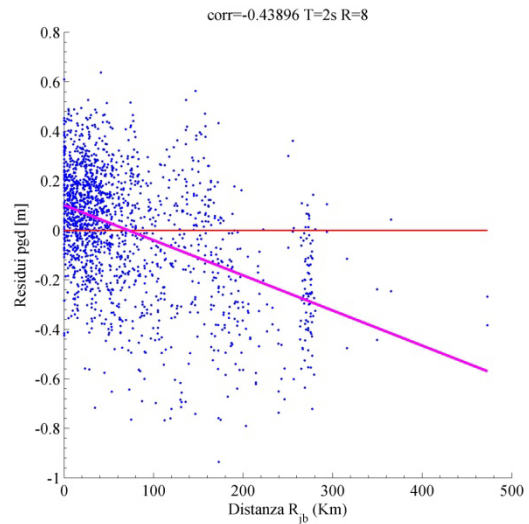
6.171 Residui-Rjb SIH DR=0.05



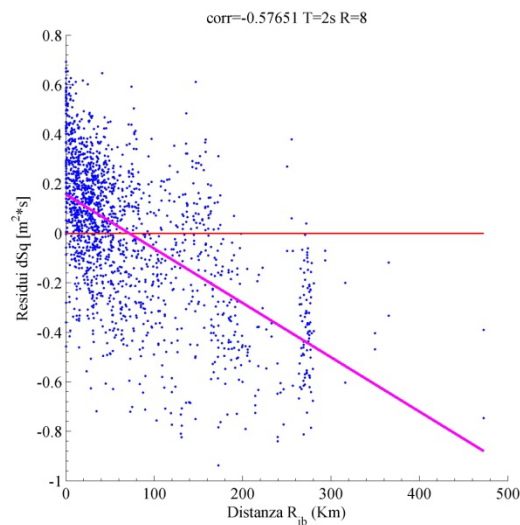
6.172 Residui-RjbSIH DR=0.15



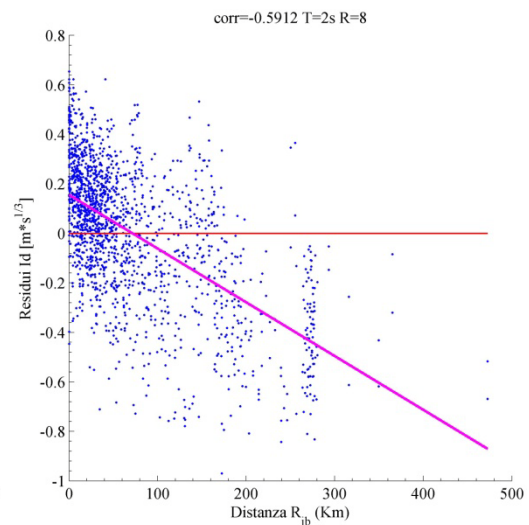
6.173 Residui-Rjb Pd



6.174 Residui-Rjb pgd



6.175 Residui-Rjb dsq



6.176 Residui-Rjb Id

6.5. Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla magnitudo M_w

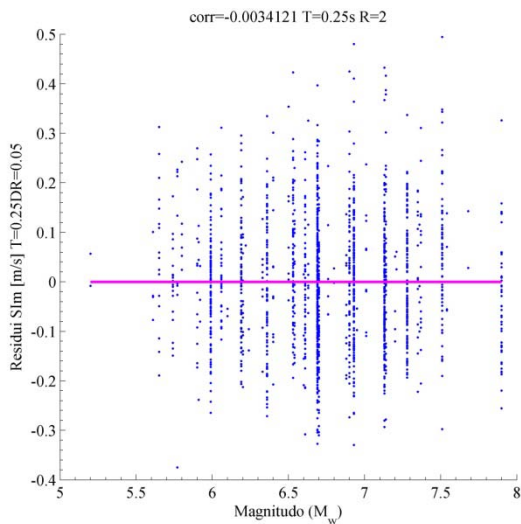
6.5.1. SDOF $T=0.25s$, $\xi=0.05$ e $R=2$

6.5.1.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w

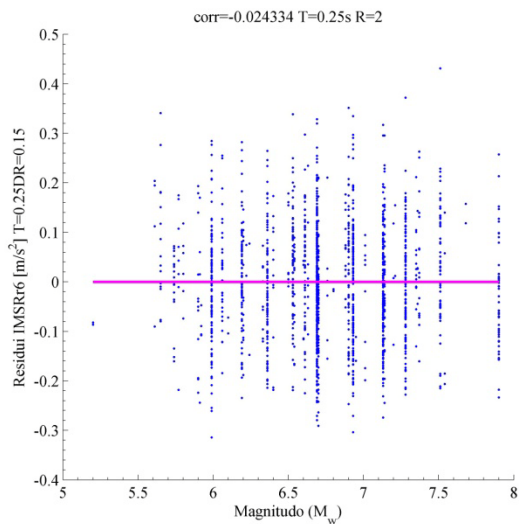
Come già fatto per la distanza dal campo di rottura R_{jb} , si valuta la sufficienza nei confronti della magnitudo momento M_w . Qui di seguito si mostrano alcune delle misure che mostrano una maggiore sufficienza nei confronti di questa caratteristica del terremoto e come al solito vengono riportati i valori dei coefficienti della regressione condotta e l'indice di correlazione. Con riferimento alla figura 6.177, essa mostra i residuali ottenuti dalle regressioni effettuate per

valutare l'efficienza della misura in esame, in funzione della magnitudo momento dei terremoti utilizzati per le analisi, inoltre si riporta la retta ottenuta da una regressione di tipo lineare tra queste due grandezze.

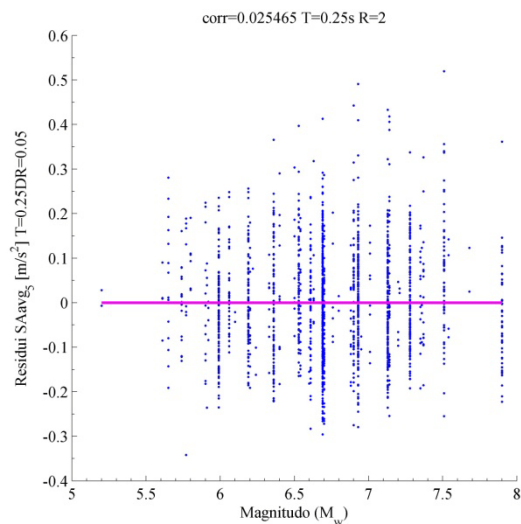
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
SIm	0.05	0.25	0.25	2	0	0	0.888036	-0.00341
IMSRr6	0.15	0.25	0.25	2	0	0	0.315279	-0.02433
SAavg_5	0.05	0.25	0.25	2	0	0	0.293312	0.02547
IMc	0.15	0.25	0.25	2	0	0	0.165252	0.03362
Pa	x	0.25	x	2	-0.15984	0.023708	0.000171	0.09088
aRms	x	0.25	x	2	-0.15984	0.023708	0.000171	0.09088
SIhkk	0.05	0.25	0.5	2	0.226914	-0.03366	0.000009	-0.10718
PSaT_i	0.05	0.25	0.5	2	0.282872	-0.04196	0	-0.12310



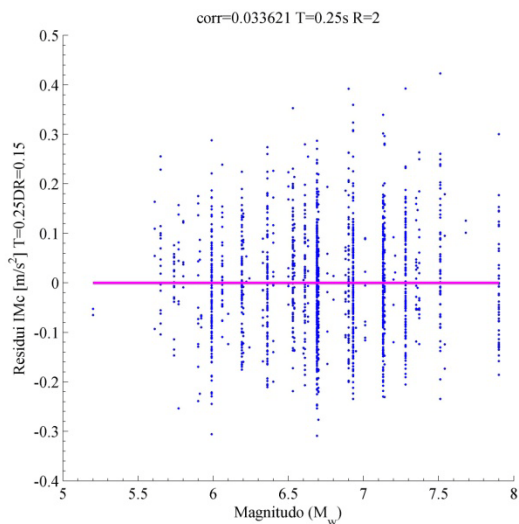
6.177 Residui-Mw SIm T=0.25s DR=0.05



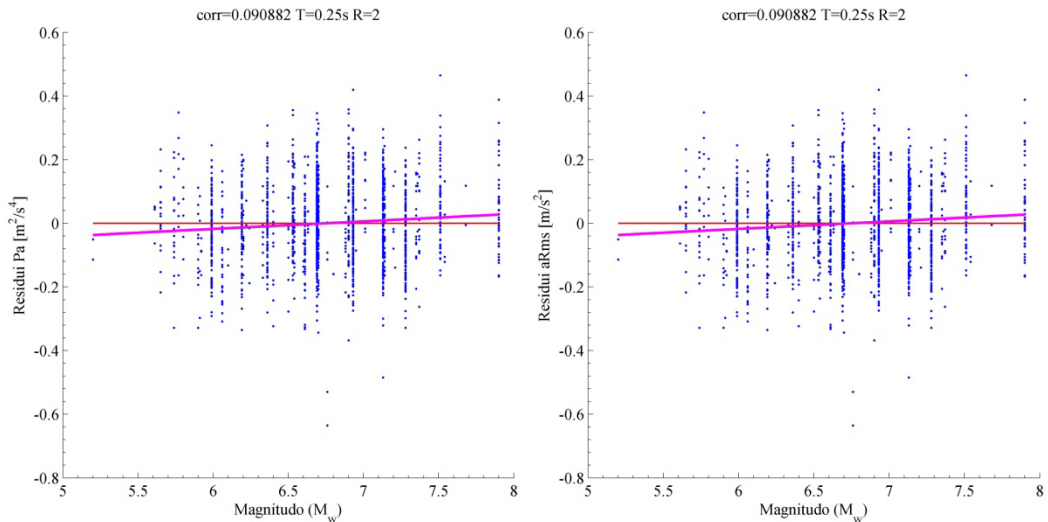
6.178 Residui-Mw IMSRr6 T=0.25s DR=0.15



6.179 Residui-Mw SAavg T=0.25s DR=0.05

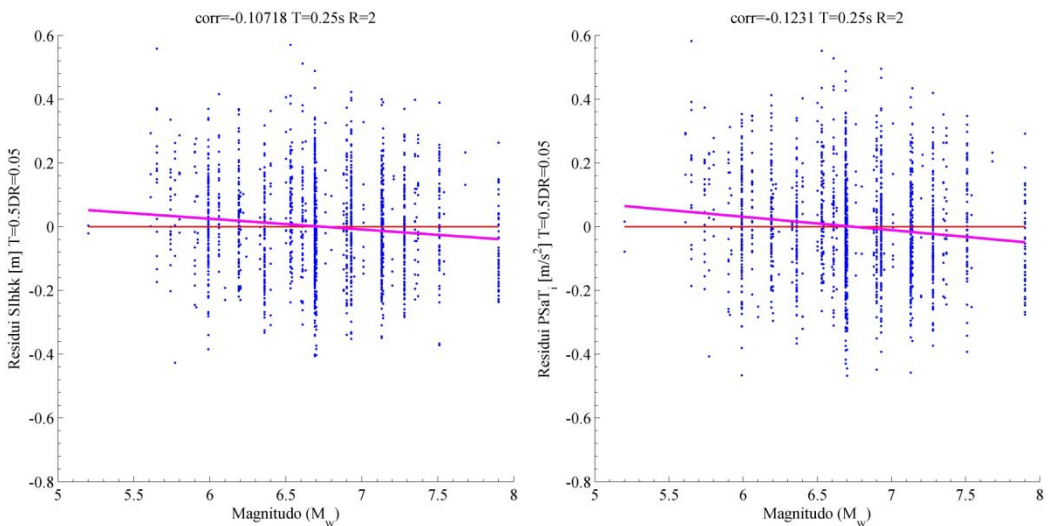


6.180 Residui-Mw IMc T=0.25s DR=0.15



6.181 Residui-Mw Pa

6.182 Residui-Mw dRms

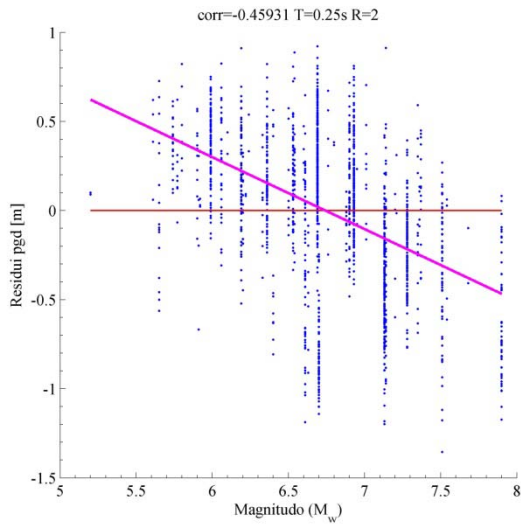


6.183 Residui-Mw SIhkk T=0. 5s DR=0.05

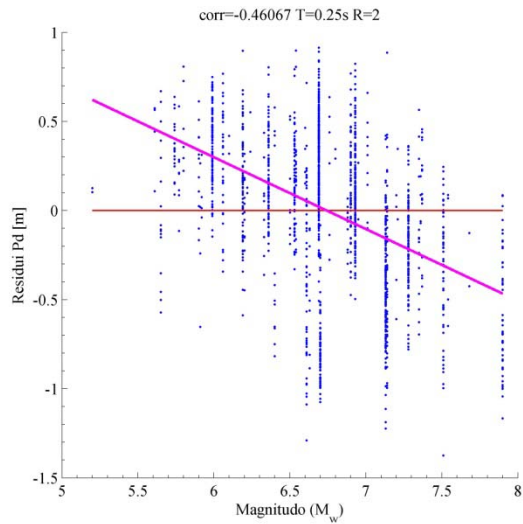
6.184 Residui-Mw PSaT T=0.5s DR=0.05

6.5.1.2. *Misure non sufficienti rispetto alla magnitudo Mw*

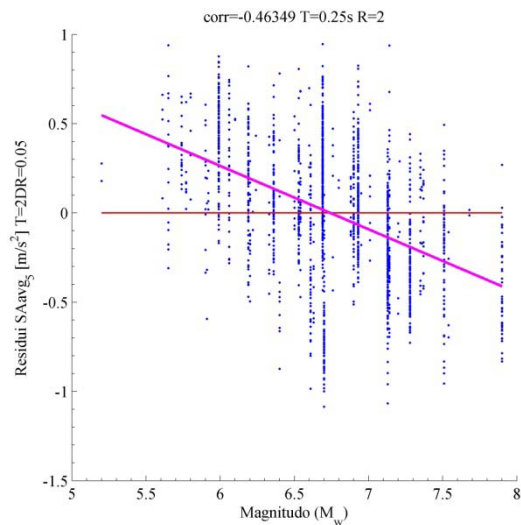
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
pgd	x	0.25	x	2	2.720728	-0.40354	0	-0.45931
Pd	x	0.25	x	2	2.715943	-0.40283	0	-0.46068
SAavg_5	0.05	0.25	2	2	2.392741	-0.35489	0	-0.46349
IMc	0.15	0.25	2	2	2.2887	-0.33946	0	-0.47463
IMSRr6	0.15	0.25	2	2	2.416396	-0.3584	0	-0.48836
If	x	0.25	x	2	1.972602	-0.29258	0	-0.49831
Iv	x	0.25	x	2	2.413724	-0.35801	0	-0.51483
vSq	x	0.25	x	2	2.508126	-0.37201	0	-0.52687



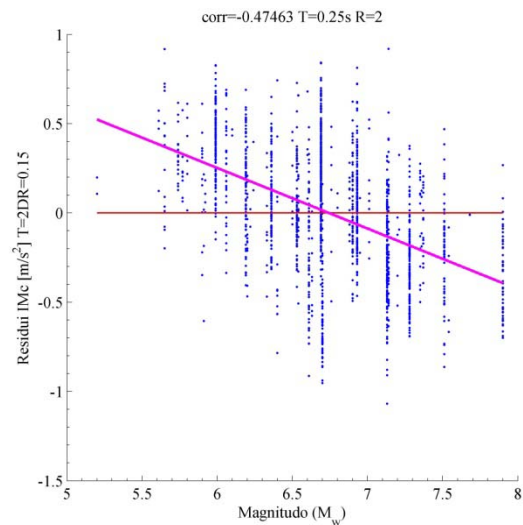
6.185 Residui-Mw pgd



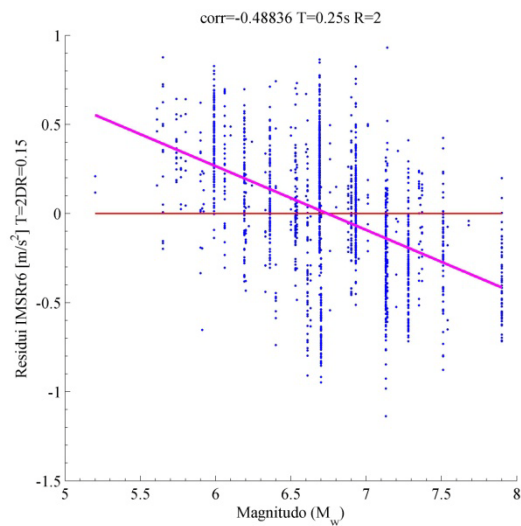
6.186 Residui-Mw Pd



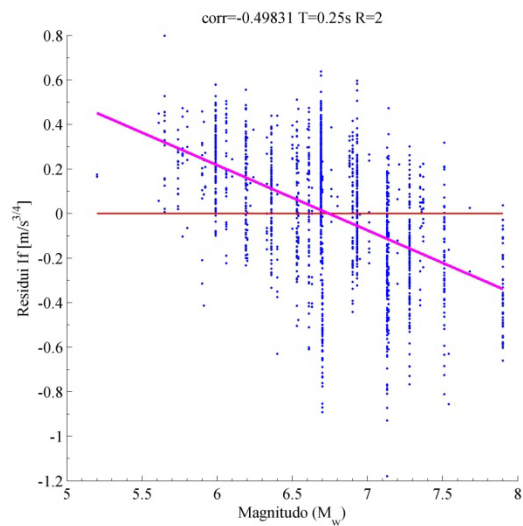
6.187 Residui-Mw SAavg T=2s DR=0.05



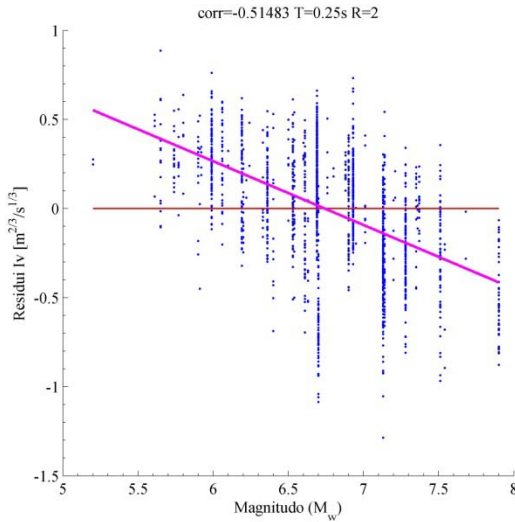
6.188 Residui-Mw IMc T=2s DR=0.15



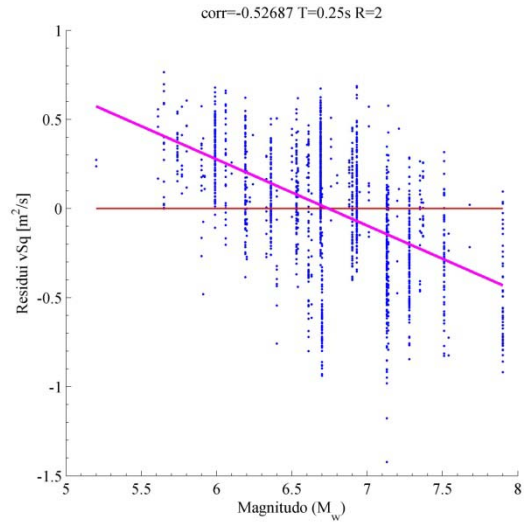
6.189 Residui-Mw IMSR6 T=2s DR=0.15



6.190 Residui-Mw If



6.191 Residui-Mw Iv

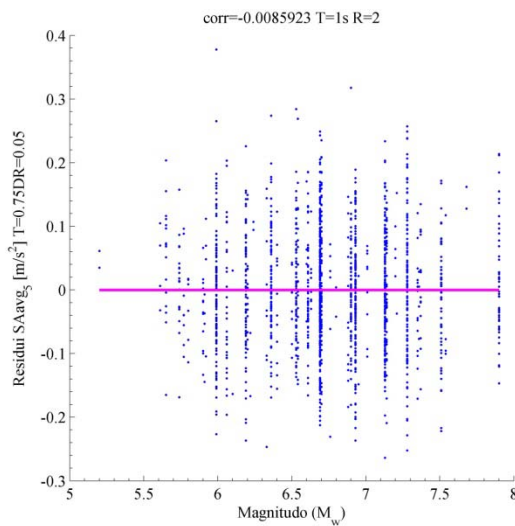


6.192 Residui-Mw vsSq

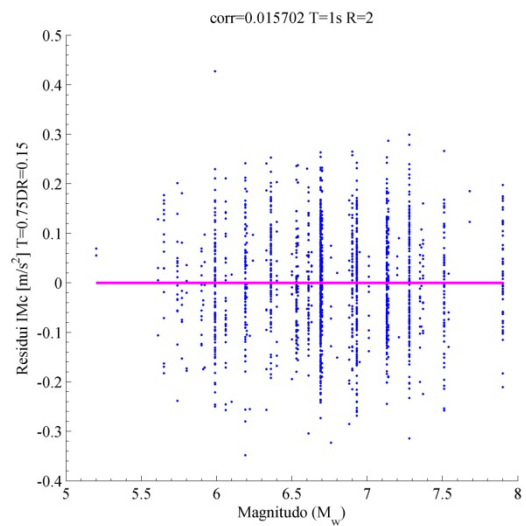
6.5.2. SDOF $T=1$ s, $\zeta=0.05$ e $R=2$

6.5.2.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w

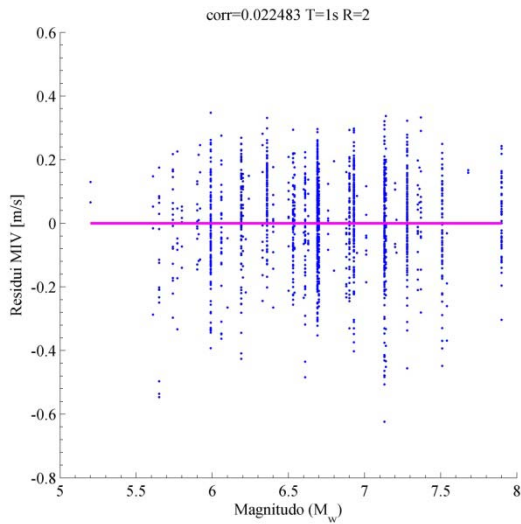
IM	ζ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
SAavg_5	0.05	1	0.75	2	0	0	0.722936	-0.00859
IMc	0.15	1	0.75	2	0	0	0.517045	0.015702
MIV	x	1	x	2	0	0	0.353509	0.022483
SIv	0.05	1	x	2	0	0	0.334907	-0.02337
INP04	0.15	1	1	2	0	0	0.267504	-0.02687
SIm	0.05	1	0.75	2	0.060924	-0.00904	0.047439	-0.04802
PSaT_i	0.05	1	1	2	-0.06867	0.010185	0.042171	0.049213
SIH	0.15	1	x	2	0.079134	-0.01174	0.034901	-0.05109



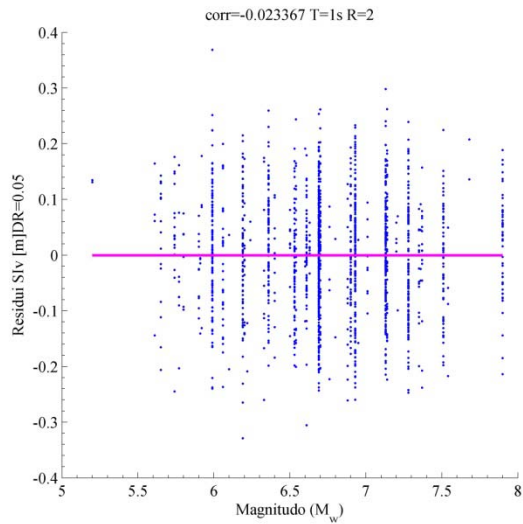
6.193 Residui-Mw SAavg T=0.75s DR=0.05



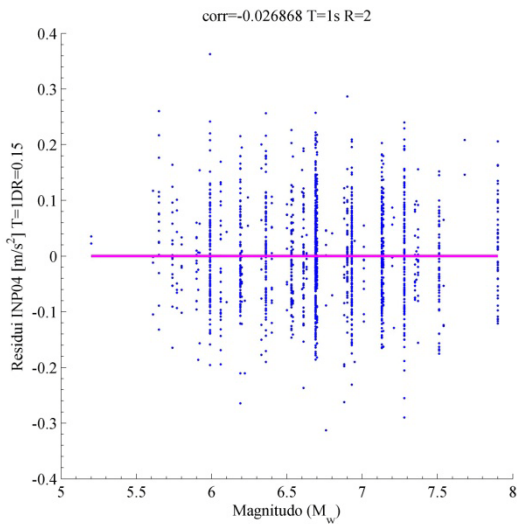
6.194 Residui-Mw IMc T=0.75s DR=0.15



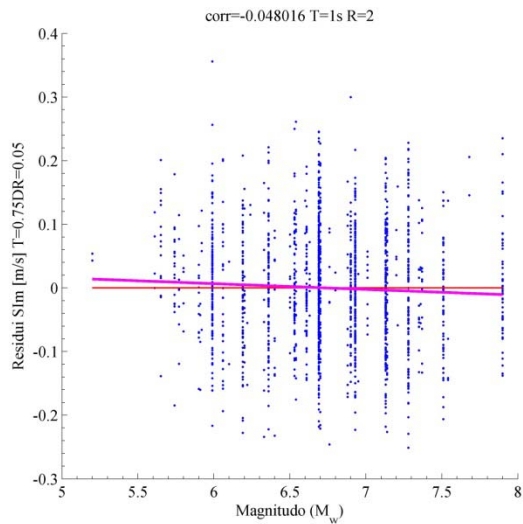
6.195 Residui-Mw MIV



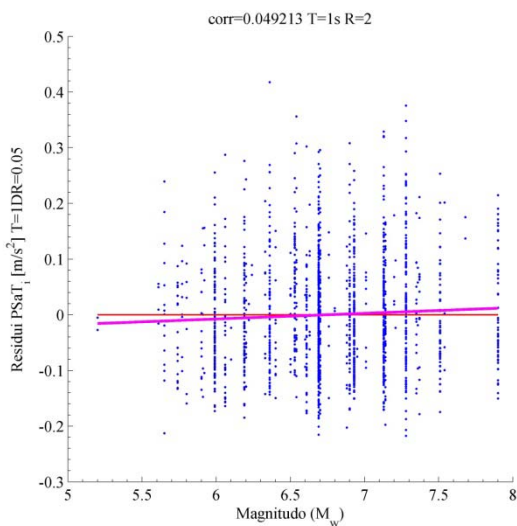
6.196 Residui-Mw SIv DR=0.05



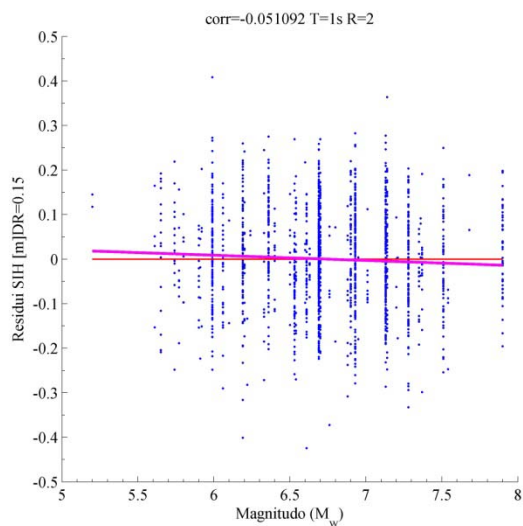
6.197 Residui-Mw INP04 T=0.75s DR=0.15



6.198 Residui-Mw SIIm T=0.75s DR=0.05



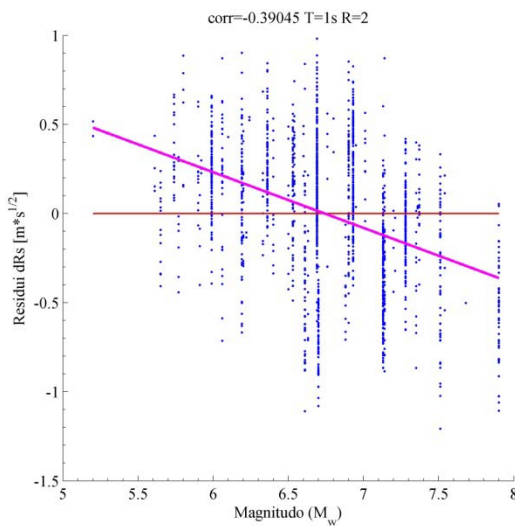
6.199 Residui-Mw PSaT T=1s DR=0.05



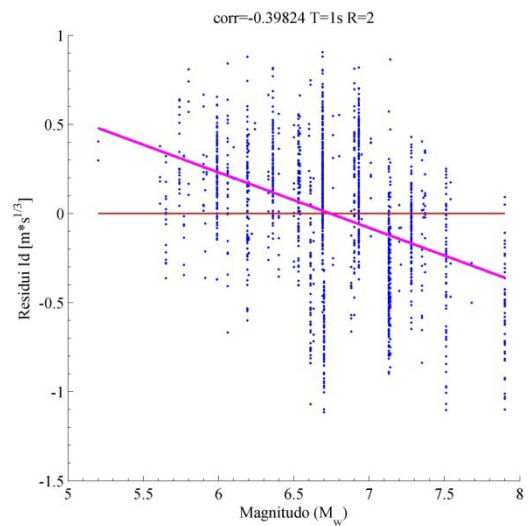
6.200 Residui-Mw SIH DR=0.15

6.5.2.2. *Misure non sufficienti rispetto alla magnitudo Mw*

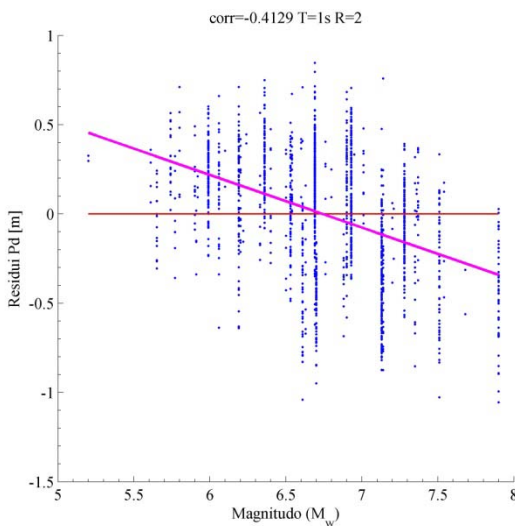
<i>IM</i>	ζ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
dRs	x	1	x	2	2.106846	-0.31249	0	-0.39045
Id	x	1	x	2	2.096783	-0.311	0	-0.39824
Pd	x	1	x	2	1.987749	-0.29482	0	-0.4129
IMc	0.15	1	2	2	1.364598	-0.2024	0	-0.42515
pgd	x	1	x	2	2.030886	-0.30122	0	-0.42588
IMSRr6	0.15	1	2	2	1.519869	-0.22543	0	-0.44366
Iv	x	1	x	2	1.462689	-0.21695	0	-0.46626
vSq	x	1	x	2	1.588413	-0.23559	0	-0.50088



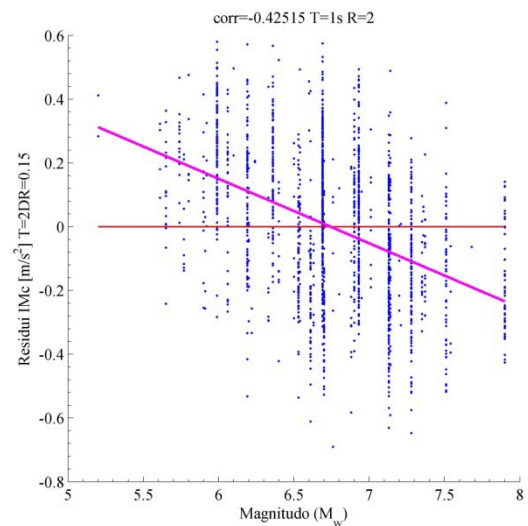
6.201 Residui-Mw dRs



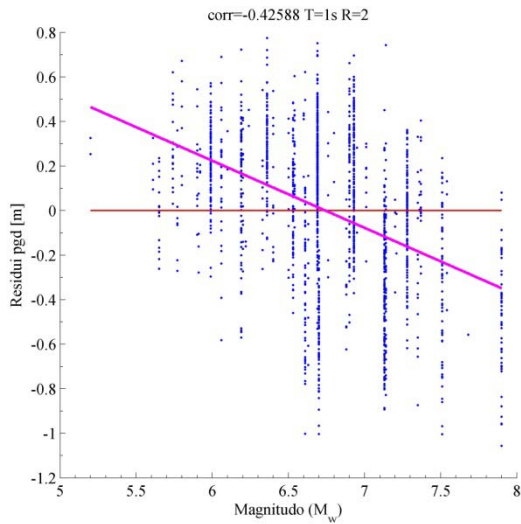
6.202 Residui-Mw Id



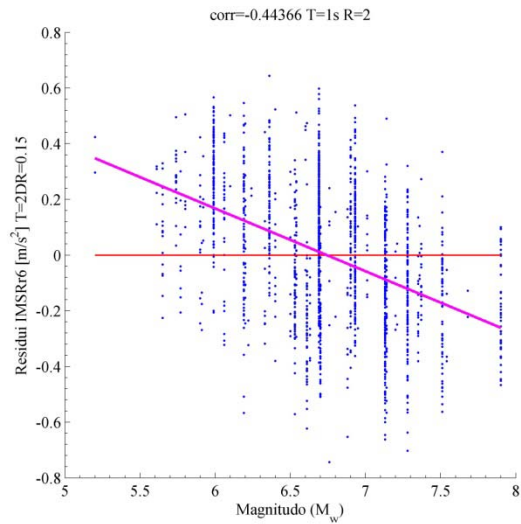
6.203 Residui-Mw Pd



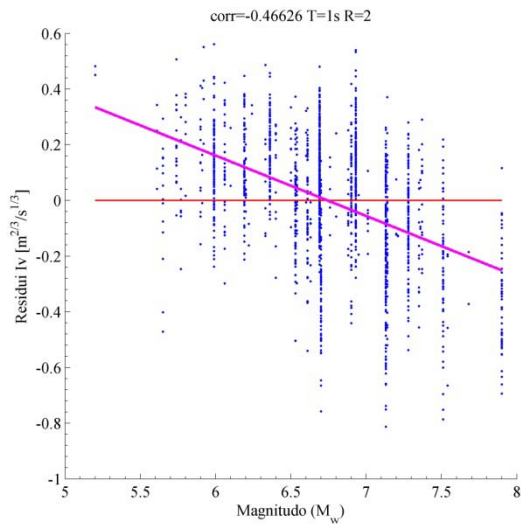
6.204 Residui-Mw IMc T=2s DR=0.15



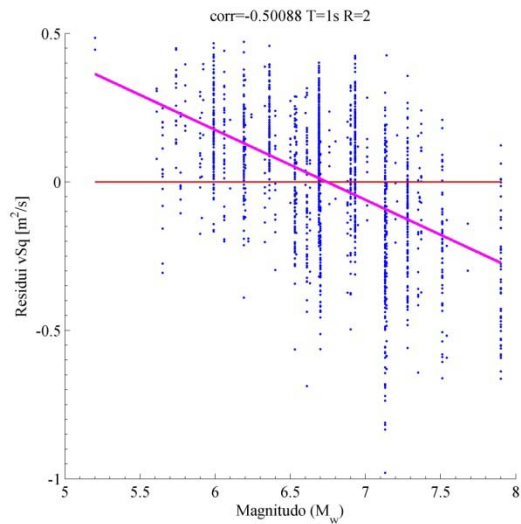
6.205 Residui-Mw pgd



6.206 Residui-Mw IMSRr6 T=2s DR=0.15



6.207 Residui-Mw Iv

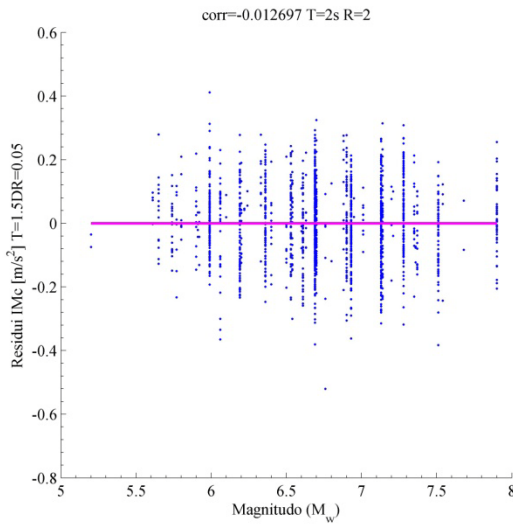


6.208 Residui-Mw vsSq

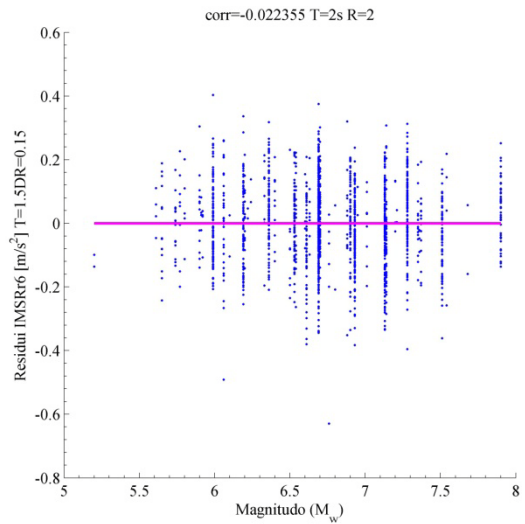
6.5.3. SDOF $T=2s$, $\xi=0.05$ e $R=2$

6.5.3.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w

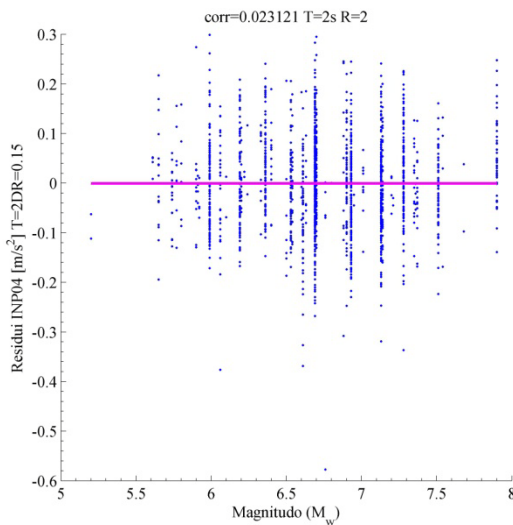
<i>IM</i>	ξ	<i>T</i> (SDOF)	<i>T</i> (<i>IM</i>)	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	p-value	<i>r</i>
IMc	0.05	2	1.5	2	0	0	0.600346	-0.0127
IMSRr6	0.15	2	1.5	2	0	0	0.356265	-0.02236
INP04	0.15	2	2	2	0	0	0.34001	0.023121
SIm	0.05	2	1.5	2	0	0	0.27399	-0.02651
SAavg_5	0.05	2	1.5	2	0	0	0.092035	-0.04081
PSaT_i	0.05	2	2	2	-0.11788	0.017484	0.000323	0.08698
If	x	2	x	2	-0.24382	0.036164	0.000073	0.095943
SIhkk	0.05	2	2	2	-0.15292	0.022681	0.000001	0.119496



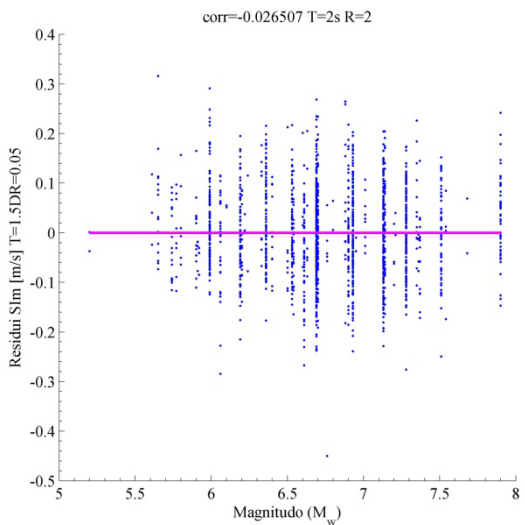
6.209 Residui-Mw IMc T=1.5s DR=0.05



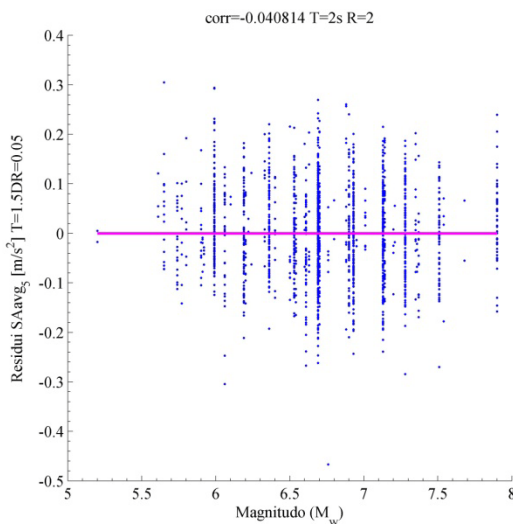
6.210 Residui-Mw IMSR6 T=1.5s DR=0.15



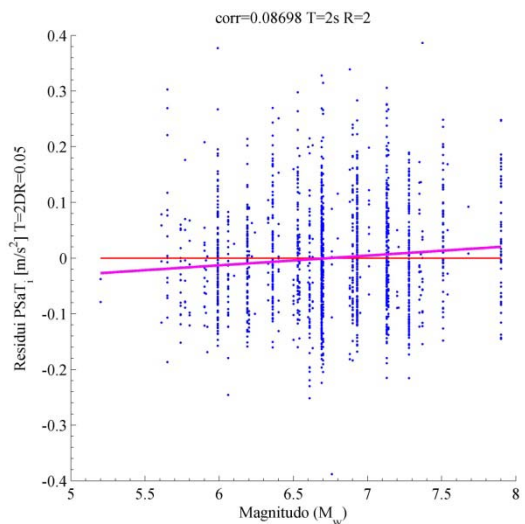
6.211 Residui-Mw INP04 T=2s DR=0.15



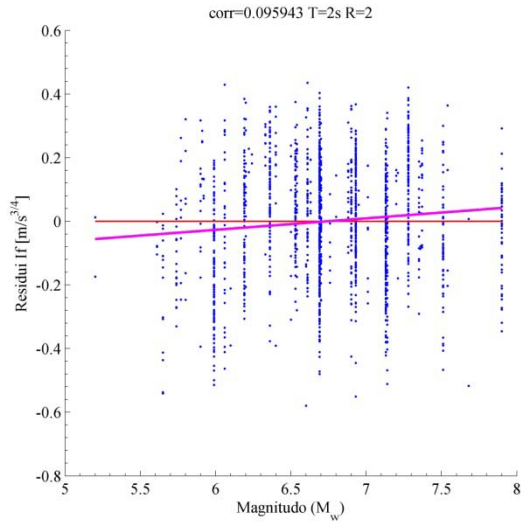
6.212 Residui-Mw SIM T=1.5s DR=0.05



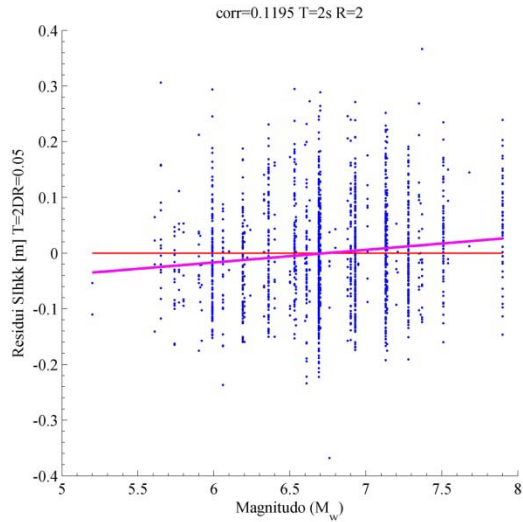
6.213 Residui-Mw SAavg T=1.5s DR=0.05



6.214 Residui-Mw PSaT T=2s DR=0.05



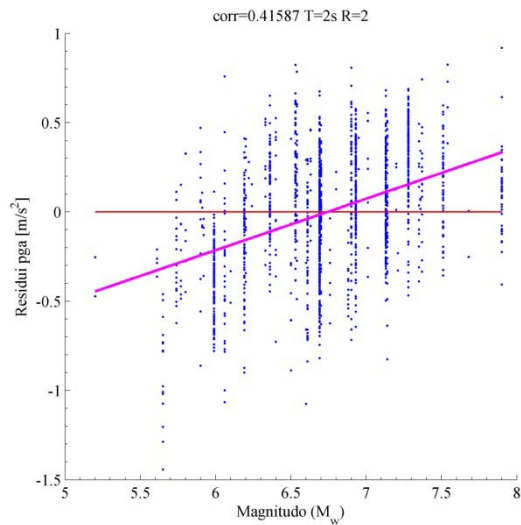
6.215 Residui-Mw If



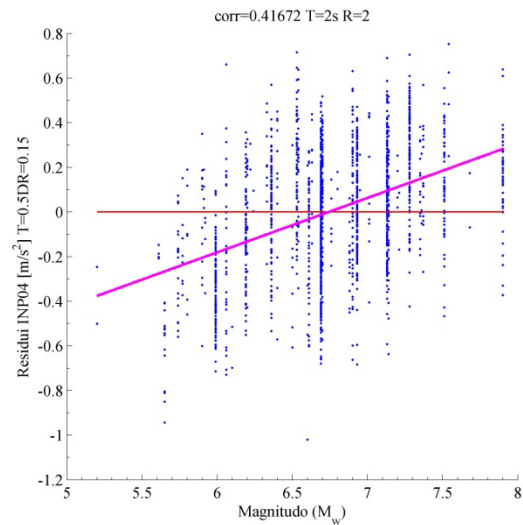
6.216 Residui-Mw SIhkk T=2s DR=0.05

6.5.3.2. *Misure non sufficienti rispetto alla magnitudo Mw*

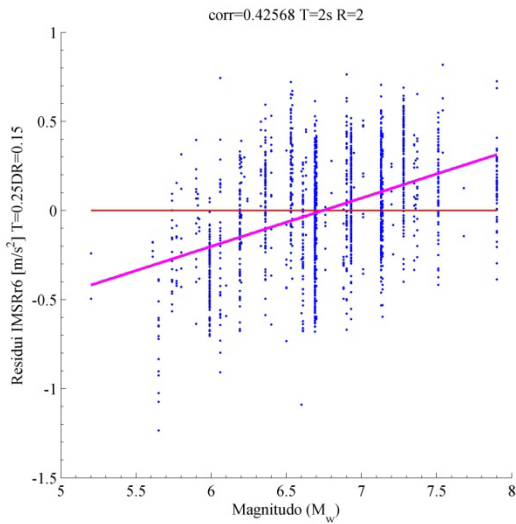
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
pga	x	2	x	2	-1.94535	0.288535	0	0.415869
INP04	0.15	2	0.5	2	-1.64445	0.243905	0	0.416716
IMSRr6	0.15	2	0.25	2	-1.82872	0.271237	0	0.42568
aRms	x	2	x	2	-1.93505	0.287008	0	0.426323
IMc	0.15	2	0.5	2	-1.52961	0.226872	0	0.426553
SIHC	0.15	2	x	2	-1.66753	0.247329	0	0.428917
SIv	0.15	2	x	2	-1.17834	0.174772	0	0.432377
SIH	0.15	2	x	2	-1.05402	0.156333	0	0.435047



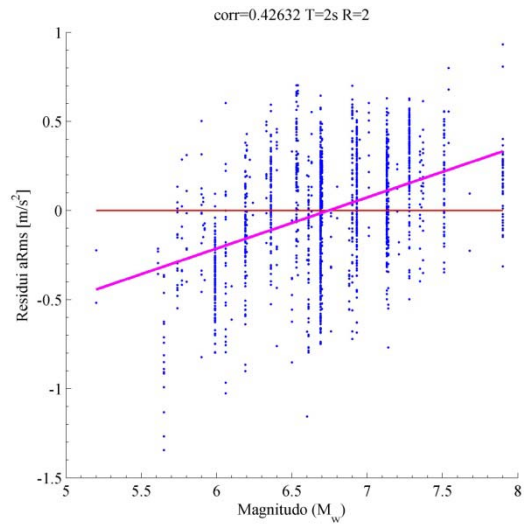
6.217 Residui-Mw pga



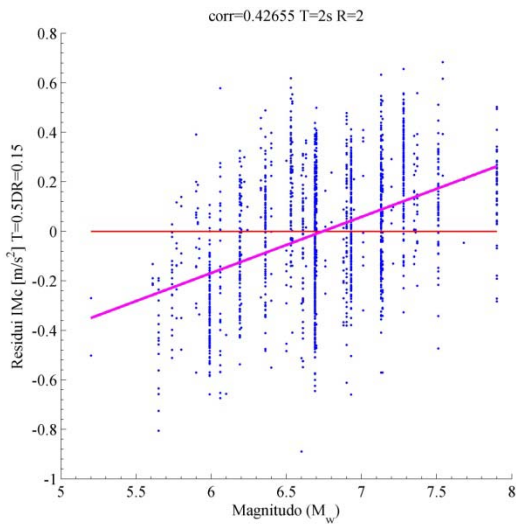
6.218 Residui-Mw INP04 T=0.5s DR=0.15



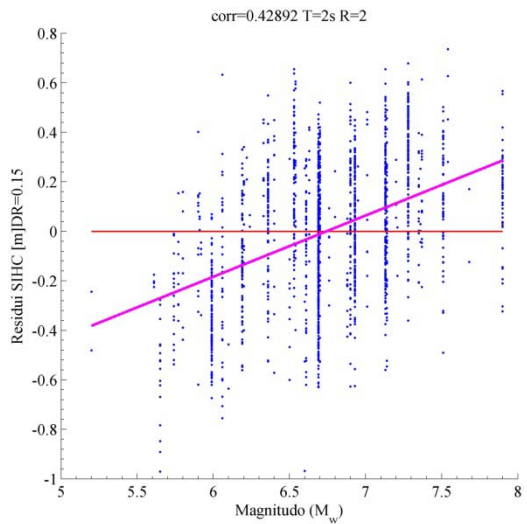
6.219 Residui-Mw IMSR6 T=0.25s DR=0.15



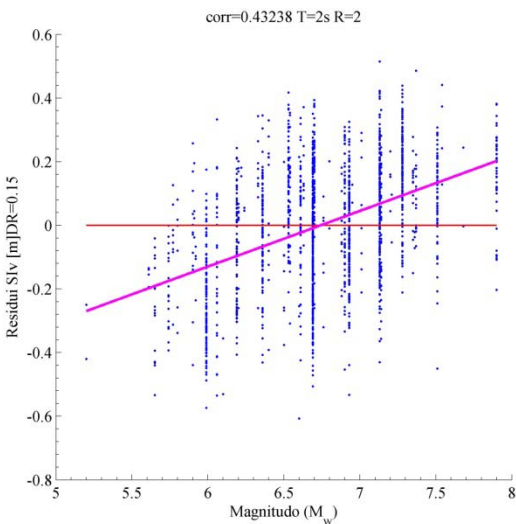
6.220 Residui-Mw dRms



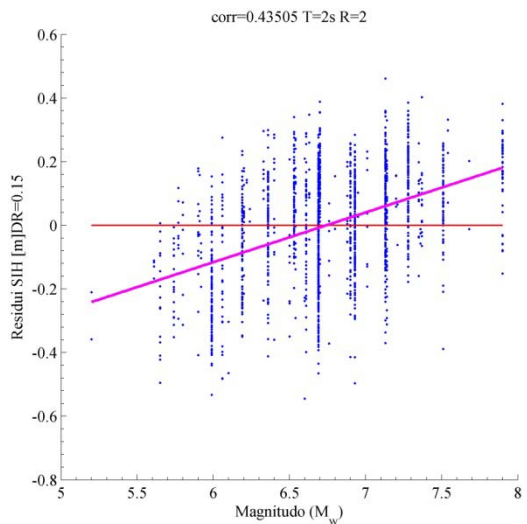
6.221 Residui-Mw IMc T=0.5s DR=0.15



6.222 Residui-Mw SIHC DR=0.15



6.223 Residui-Mw SIv DR=0.15

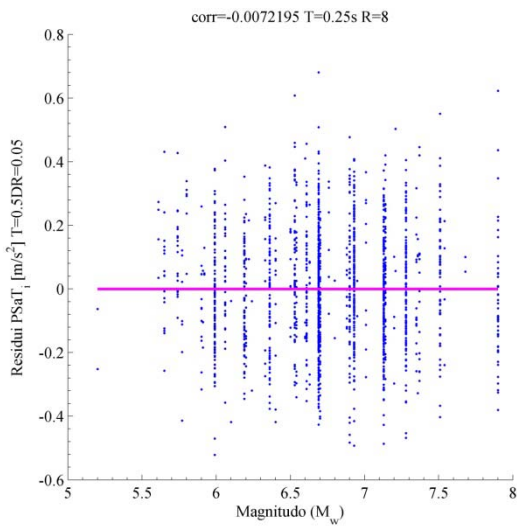


6.224 Residui-Mw SIH DR=0.15

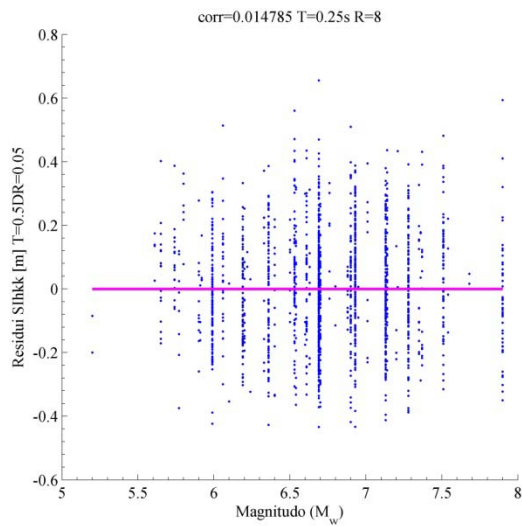
6.5.4. SDOF $T=0.25s$, $\zeta=0.05$ e $R=8$

6.5.4.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w

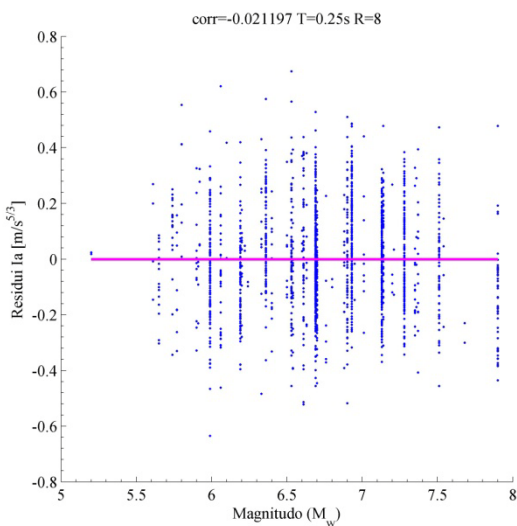
IM	ζ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
PSaT_i	0.05	0.25	0.5	8	0	0	0.765786	-0.00722
SIhkk	0.05	0.25	0.5	8	0	0	0.541794	0.014785
Ia	x	0.25	x	8	0	0	0.381718	-0.0212
SIHC	0.15	0.25	x	8	0	0	0.060325	-0.0455
INP04	0.15	0.25	0.5	8	0.122237	-0.01813	0.025161	-0.05422
Ic	x	0.25	x	8	0.132007	-0.01958	0.021014	-0.05589
IMSRr6	0.05	0.25	0.25	8	-0.20893	0.030988	0.000239	0.088869
Iz	x	0.25	x	8	0.607237	-0.09007	0.000063	-0.09675



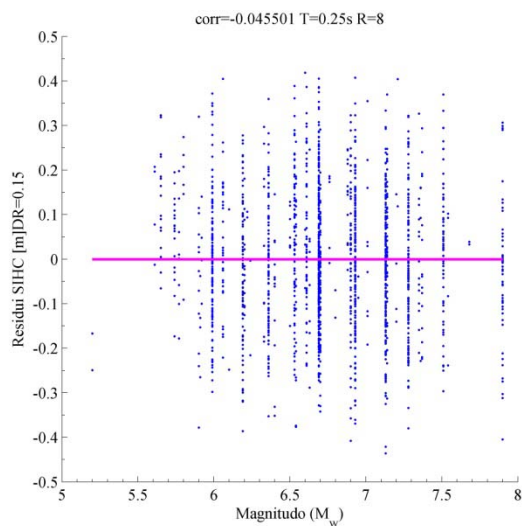
6.225 Residui-Mw PSaT T=0.5s DR=0.05



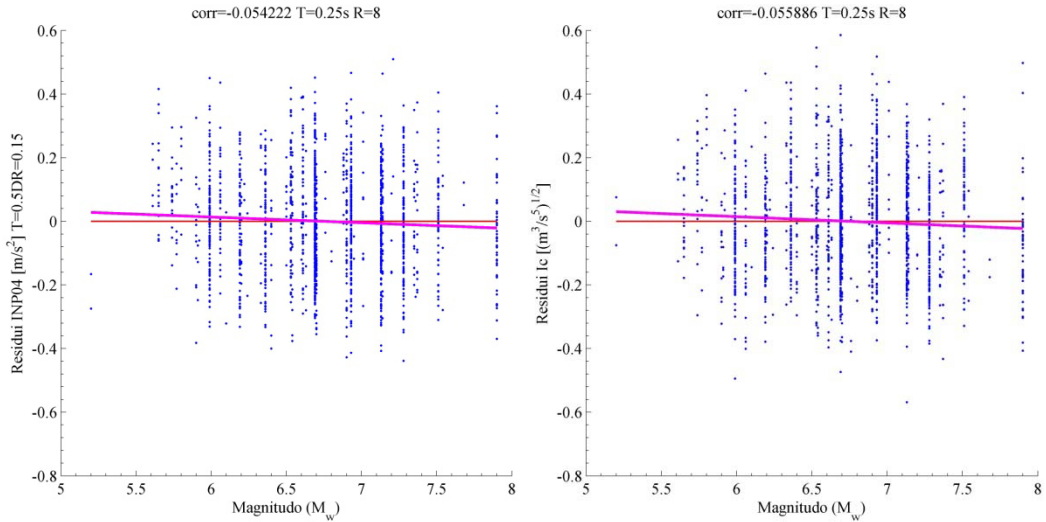
6.226 Residui-Mw SIhkk T=0.5s DR=0.05



6.227 Residui-Mw Ia

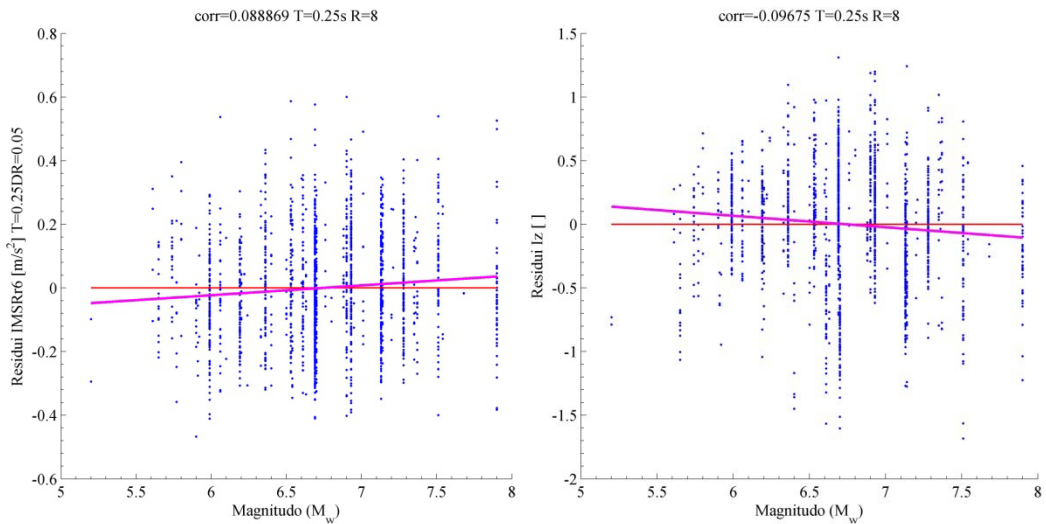


6.228 Residui-Mw SIHC DR=0.15



6.229 Residui-Mw INP04 T=0.5s DR=0.15

6.230 Residui-Mw Ic

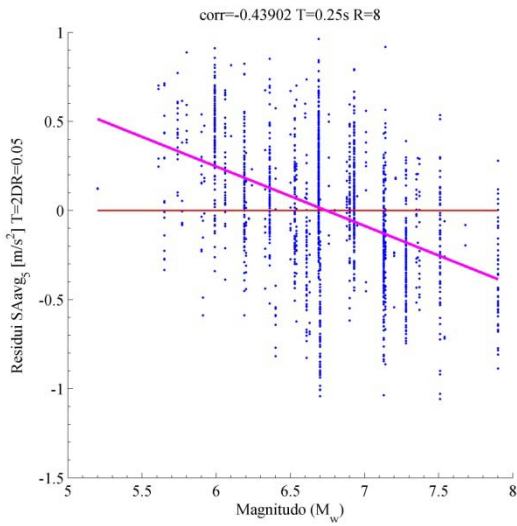


6.231 Residui-Mw IMSRr6 T=0.25s DR=0.05

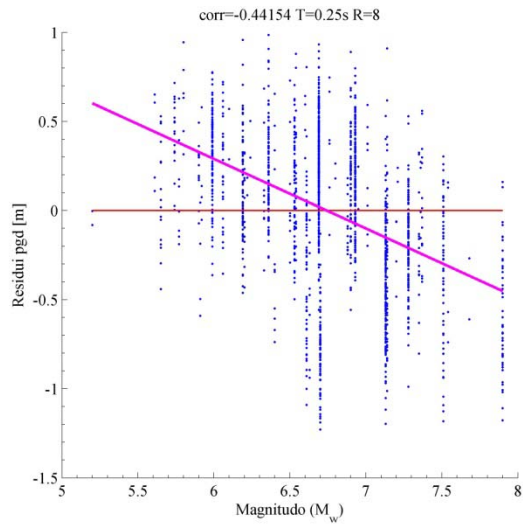
6.232 Residui-Mw Iz

6.5.4.2. *Misure non sufficienti rispetto alla magnitudo Mw*

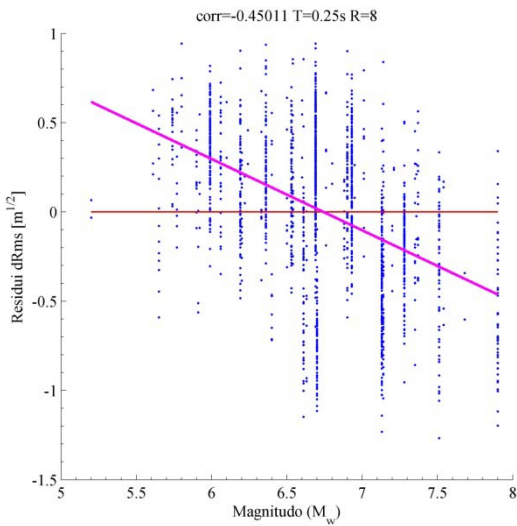
<i>IM</i>	ξ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
SAavg_5	0.05	0.25	2	8	2.24514	-0.333	0	-0.43902
pgd	x	0.25	x	8	2.631557	-0.39031	0	-0.44154
dRms	x	0.25	x	8	2.693961	-0.39957	0	-0.45011
IMc	0.15	0.25	2	8	2.148252	-0.31863	0	-0.45449
If	x	0.25	x	8	1.791409	-0.2657	0	-0.46891
IMSRr6	0.15	0.25	2	8	2.287846	-0.33934	0	-0.46931
Iv	x	0.25	x	8	2.284129	-0.33878	0	-0.49571
vSq	x	0.25	x	8	2.391672	-0.35473	0	-0.50893



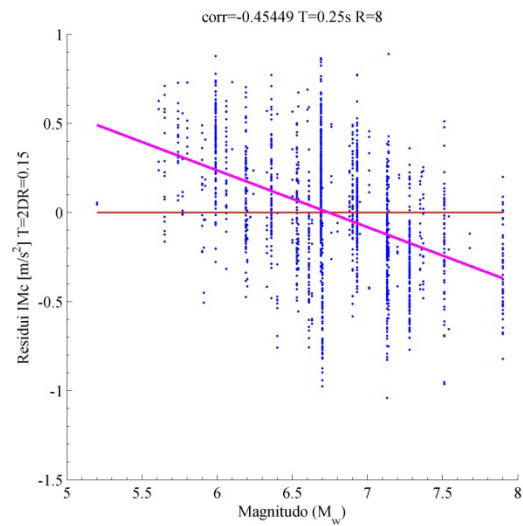
6.233 Residui-Mw SAavg T=2s DR=0.05



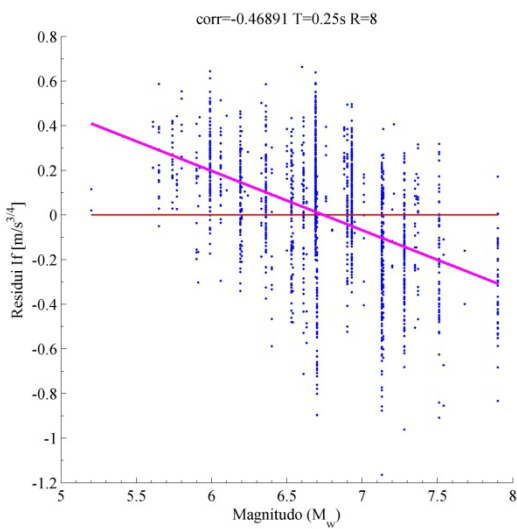
6.234 Residui-Mw pgd



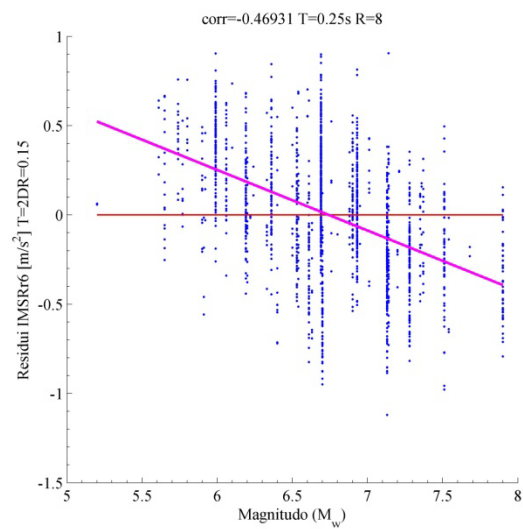
6.235 Residui-Mw dRms



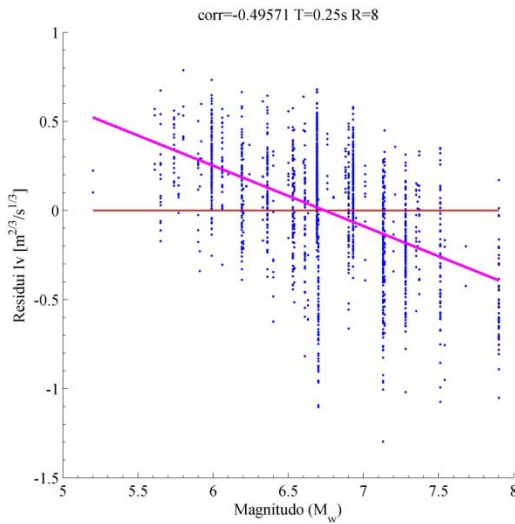
6.236 Residui-Mw IMc T=2s DR=0.15



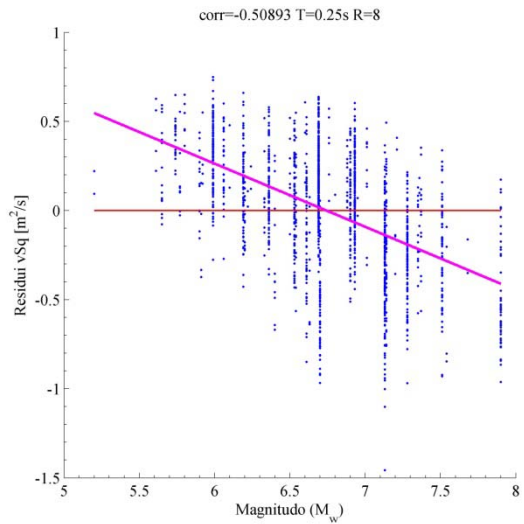
6.237 Residui-Mw If



6.238 Residui-Mw IMSRr6 T=2s DR=0.15



6.239 Residui-Mw Iv

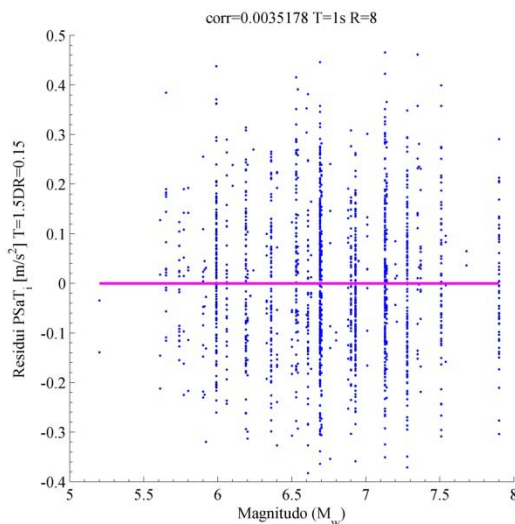


6.240 Residui-Mw vSg

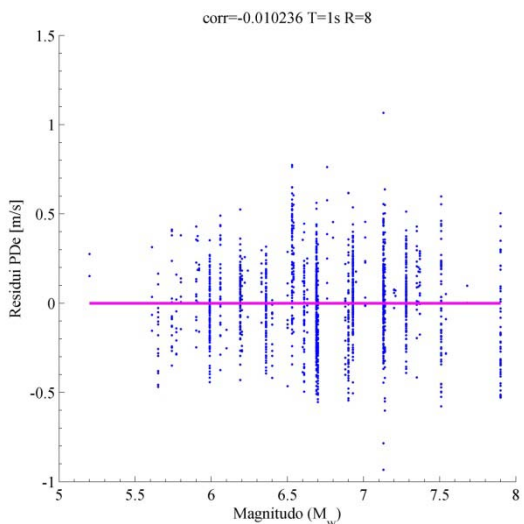
6.5.5. SDOF $T=1s$, $\zeta=0.05$ e $R=8$

6.5.5.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w

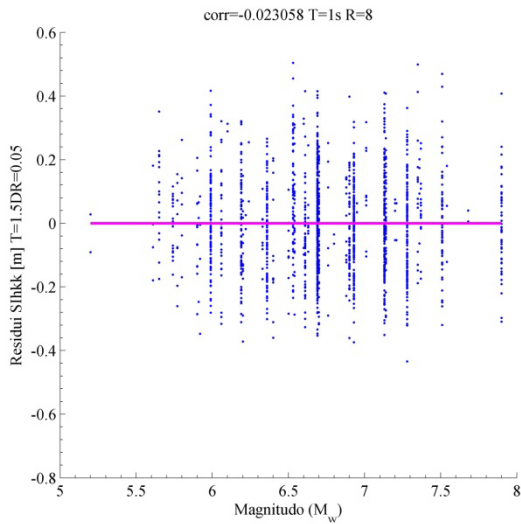
IM	ζ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
PSaT_i	0.15	1	1.5	8	0	0	0.884594	0.003518
PDe	x	1	x	8	0	0	0.672774	-0.01024
SIhkk	0.05	1	1.5	8	0	0	0.341334	-0.02306
IMc	0.05	1	1	8	0	0	0.292457	-0.02551
SIm	0.05	1	1	8	0	0	0.219181	-0.02977
Pv	x	1	x	8	0	0	0.175234	-0.03285
SAavg_5	0.05	1	1	8	0	0	0.092734	-0.04073
pgv	x	1	x	8	0	0	0.077647	0.042745



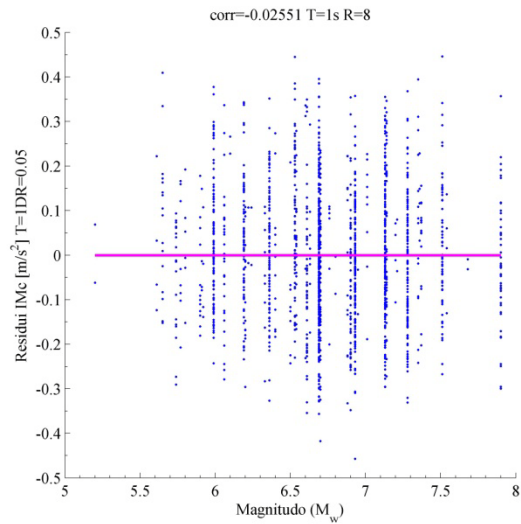
6.241 Residui-Mw PSaT $T=1.5s$ $DR=0.15$



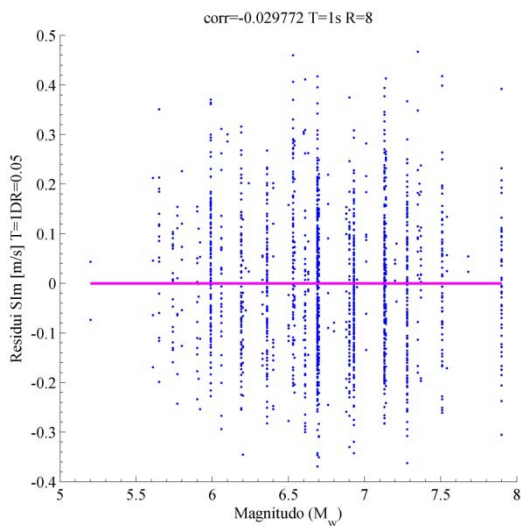
6.242 Residui-Mw PDe



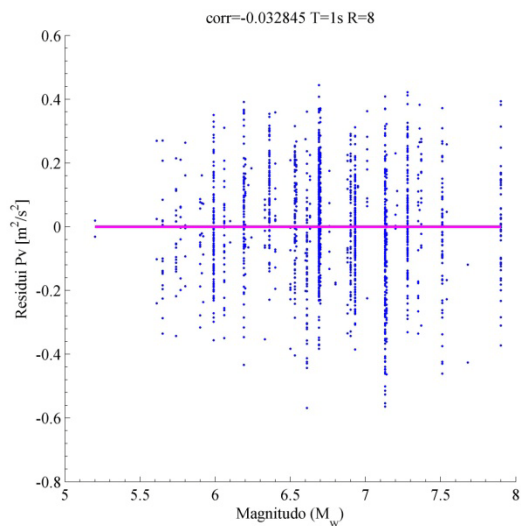
6.243 Residui-Mw SIHkk T=1.5s DR=0.05



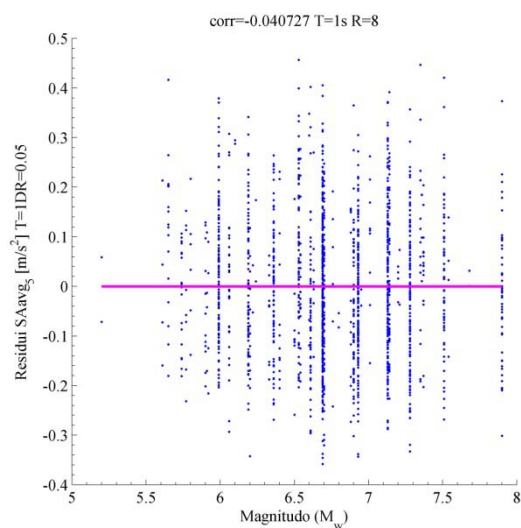
6.244 Residui-Mw IMc T=1s DR=0.05



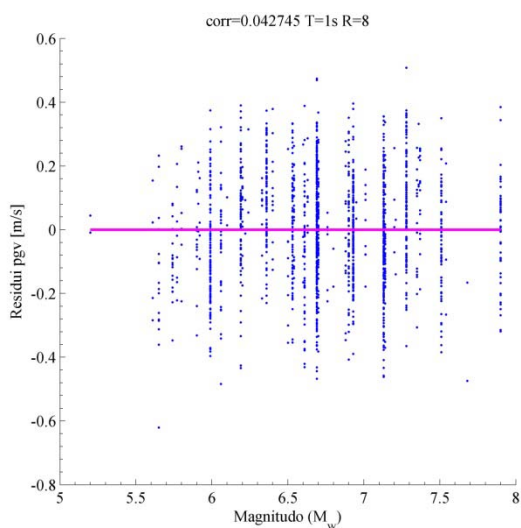
6.245 Residui-Mw SIIm T=1s DR=0.05



6.246 Residui-Mw Pv



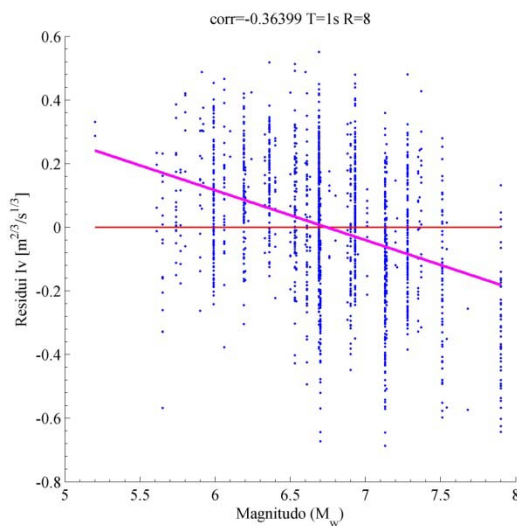
6.247 Residui-Mw SAavg T=1 s DR=0.05



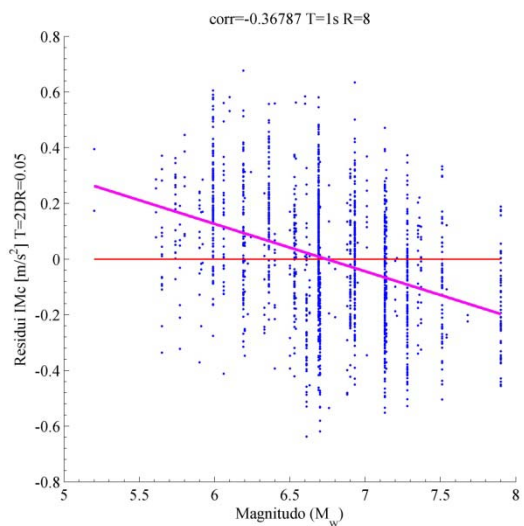
6.248 Residui-Mw pgv

6.5.5.2. *Misure non sufficienti rispetto alla magnitudo Mw*

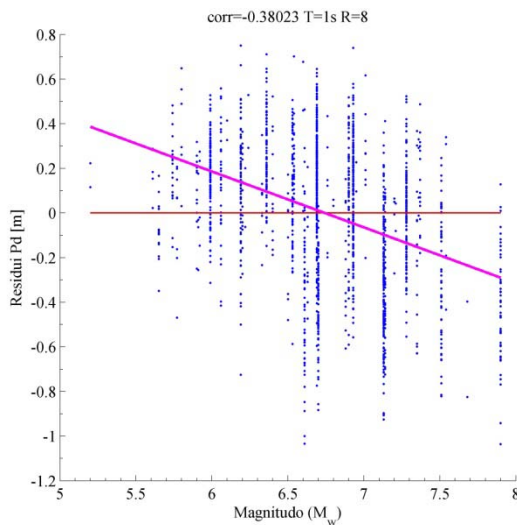
<i>IM</i>	ζ	<i>T(SDOF)</i>	<i>T(IM)</i>	<i>R</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iv	x	1	x	8	1.055035	-0.15648	0	-0.36399
IMc	0.05	1	2	8	1.148685	-0.17037	0	-0.36787
Pd	x	1	x	8	1.6888	-0.25048	0	-0.38023
dRs	x	1	x	8	1.926542	-0.28575	0	-0.38126
Id	x	1	x	8	1.897486	-0.28144	0	-0.3873
pgd	x	1	x	8	1.736501	-0.25756	0	-0.39763
IMSRr6	0.05	1	2	8	1.332019	-0.19757	0	-0.39923
vSq	x	1	x	8	1.208934	-0.17931	0	-0.42895



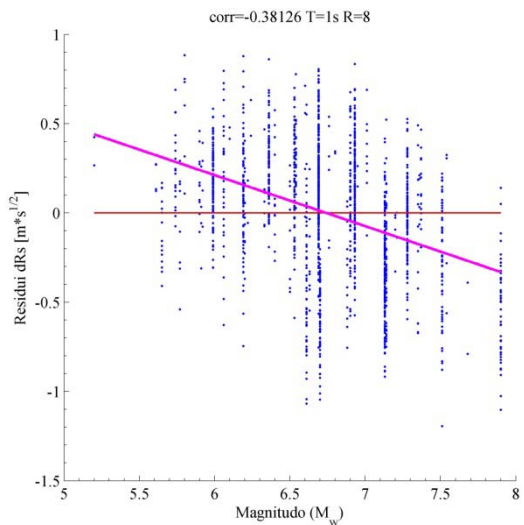
6.249 Residui-Mw Iv



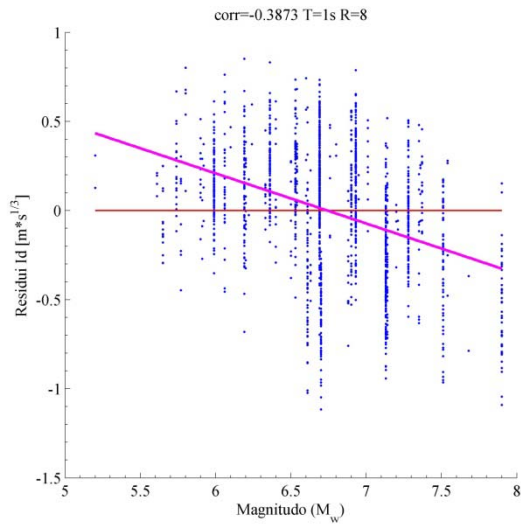
6.250 Residui-Mw IMc T=2s DR=0.05



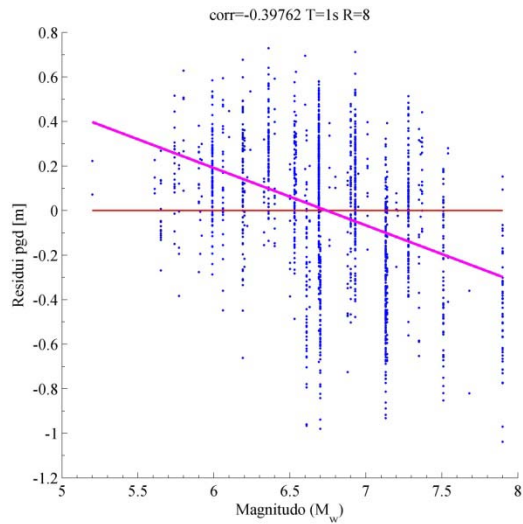
6.251 Residui-Mw Pd



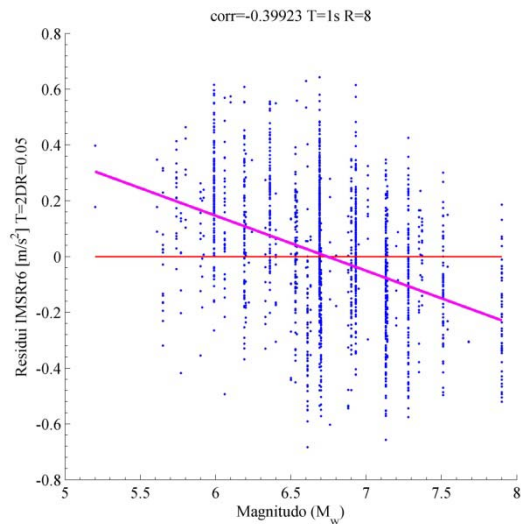
6.252 Residui-Mw dRs



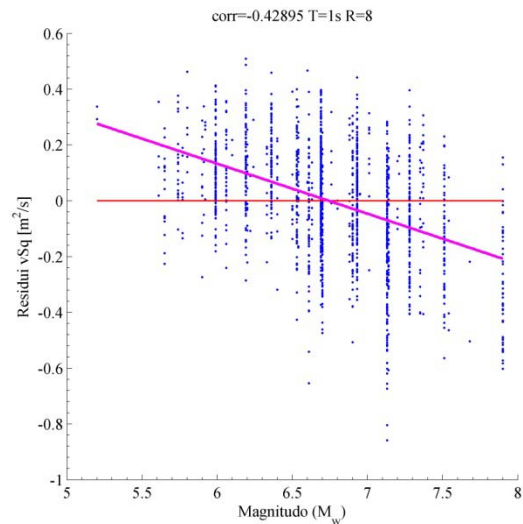
6.253 Residui-Mw Id



6.254 Residui-Mw pgd



6.255 Residui-Mw IMSRr6 T=2s DR=0.05

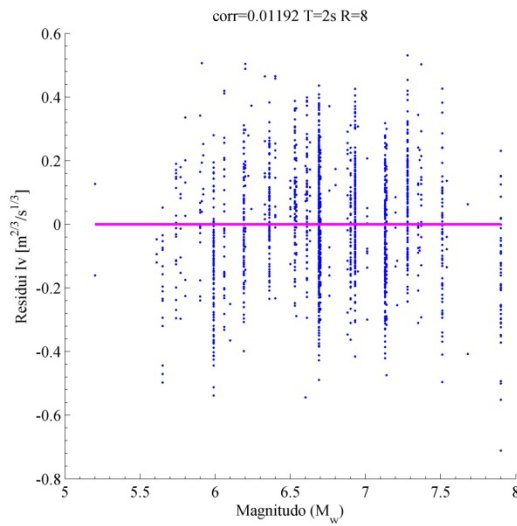


6.256 Residui-Mw vSg

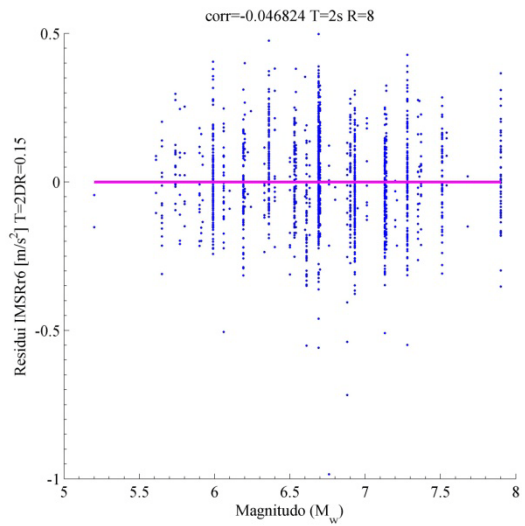
6.5.6. SDOF $T=2s$, $\zeta=0.05$ e $R=8$

6.5.6.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w

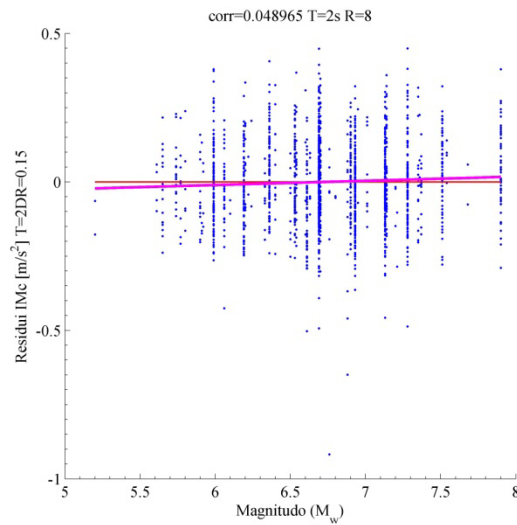
IM	ζ	$T(SDOF)$	$T(IM)$	R	a	b	p-value	r
Iv	x	2	x	8	0	0	0.622825	0.01192
IMSRr6	0.15	2	2	8	0	0	0.053224	-0.04682
IMc	0.15	2	2	8	-0.09583	0.014214	0.043222	0.048965
SIm	0.05	2	2	8	0.118237	-0.01754	0.016542	-0.05804
vSg	x	2	x	8	0.135264	-0.02006	0.011551	-0.06115
SAavg_5	0.05	2	2	8	0.148048	-0.02196	0.002639	-0.07278
INP04	0.05	2	2	8	-0.24857	0.036868	0	0.125514
PSaT_i	0.05	2	2	8	-0.55031	0.081622	0	0.23891



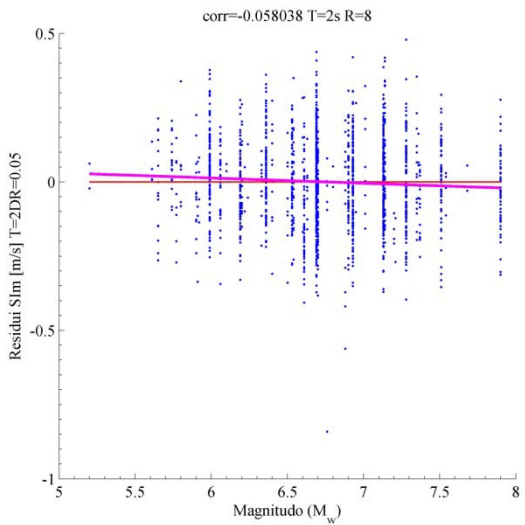
6.257 Residui-Mw Iv



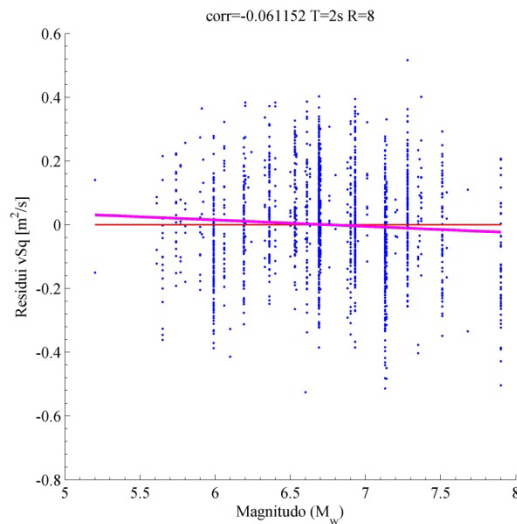
6.258 Residui-Mw IMSR6 T=2s DR=0.15



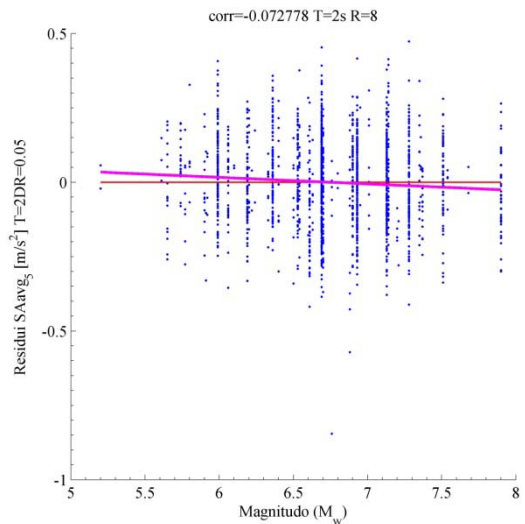
6.259 Residui-Mw IMc T=2s DR=0.15



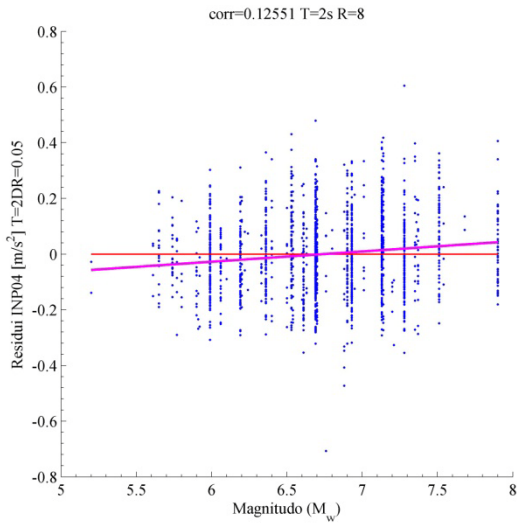
6.260 Residui-Mw SI_m T=2s DR=0.05



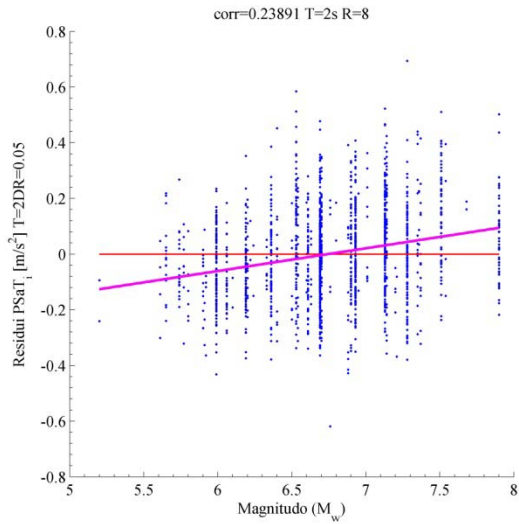
6.261 Residui-Mw vSq



6.262 Residui-Mw SAavg T=2s DR=0.05



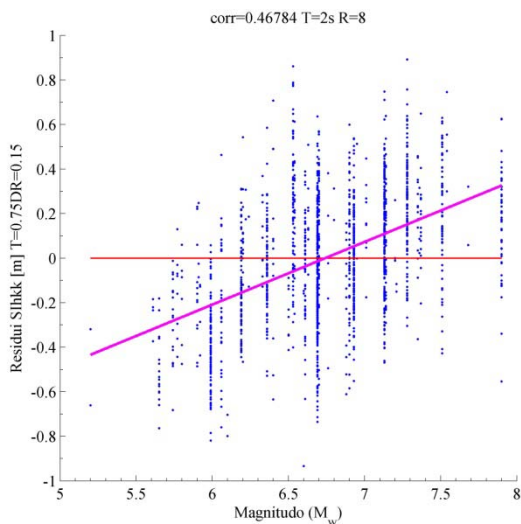
6.263 Residui-Mw INP04 T=2s DR=0.05



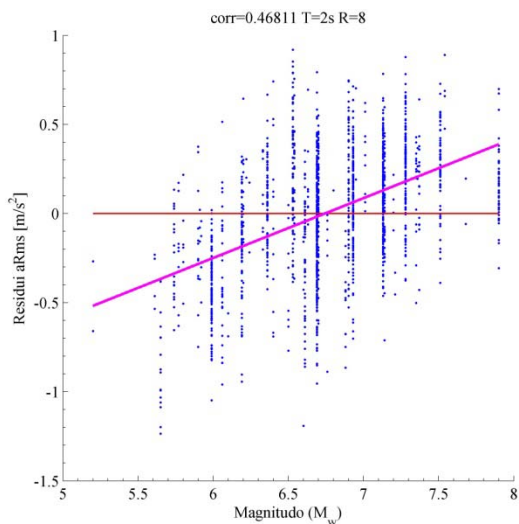
6.264 Residui-Mw PSaT T=2s DR=0.05

6.5.6.2. *Misure non sufficienti rispetto alla magnitudo Mw*

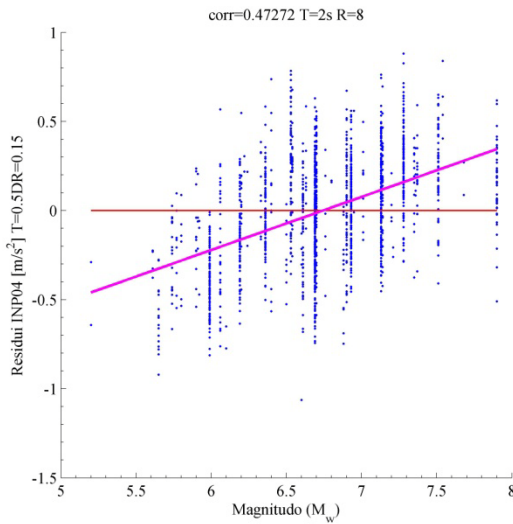
IM	ξ	T(SDOF)	T(IM)	R	a	b	p-value	r
SIhkk	0.15	2	0.75	8	-1.89783	0.281487	0	0.467841
aRms	x	2	x	8	-2.26383	0.335772	0	0.468108
INP04	0.15	2	0.5	8	-2.00952	0.298053	0	0.472721
SIHC	0.15	2	x	8	-2.02843	0.300858	0	0.481159
IMc	0.15	2	0.5	8	-1.9008	0.281927	0	0.482458
SIv	0.15	2	x	8	-1.5679	0.232552	0	0.48358
SIH	0.15	2	x	8	-1.44893	0.214906	0	0.484378
IMSRr6	0.15	2	0.5	8	-1.82386	0.270515	0	0.49017



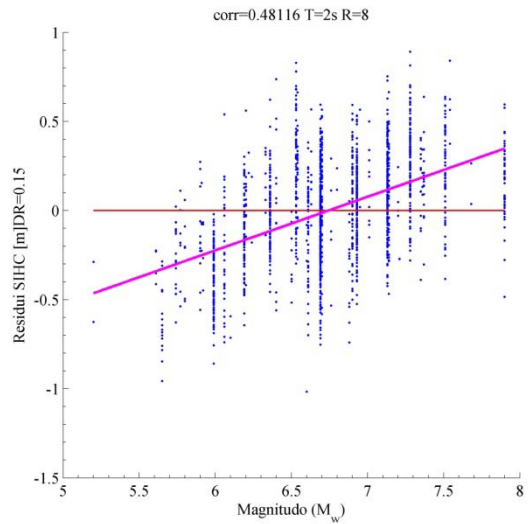
6.265 Residui-Mw SIhkk T=0.75s DR=0.15



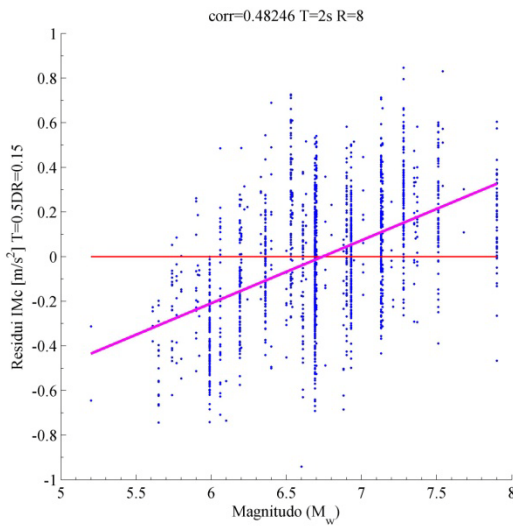
6.266 Residui-Mw aRms



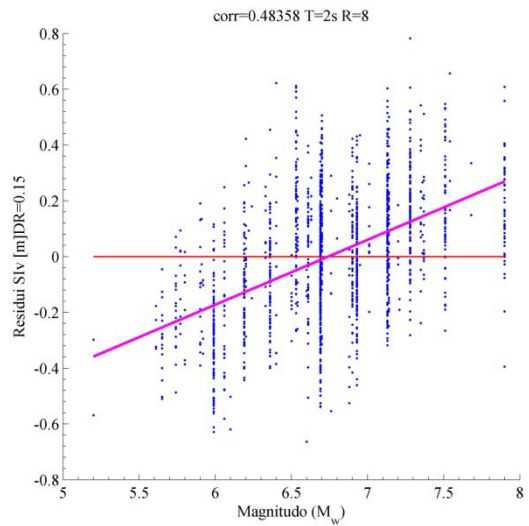
6.267 Residui-Mw INP04 T=0.5s DR=0.15



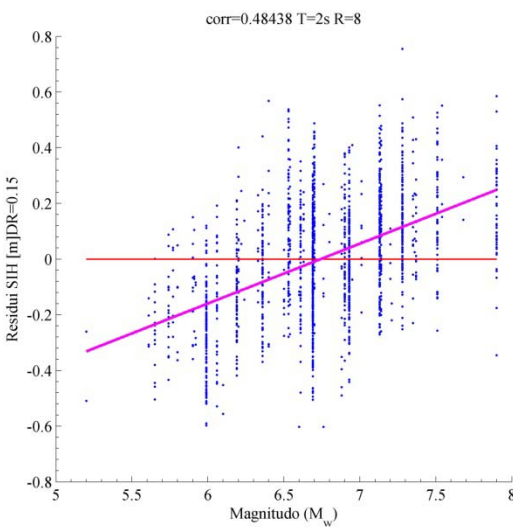
6.268 Residui-Mw SIHC DR=0.15



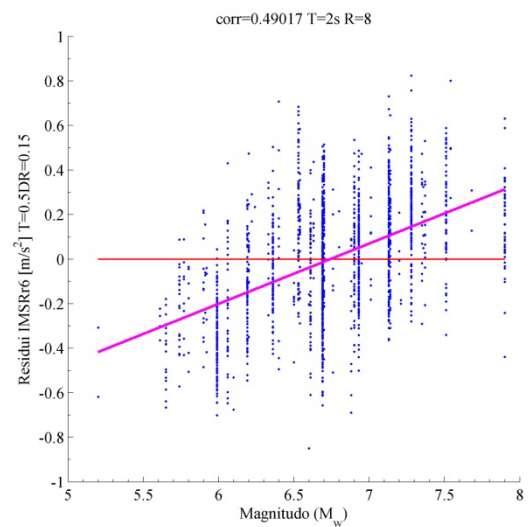
6.269 Residui-Mw IMc T=0.5s DR=0.15



6.270 Residui-Mw SIv DR=0.15



6.271 Residui-Mw SIH DR=0.15



6.272 Residui-Mw IMSRr6 T=0.5s DR=0.15

6.6. Riepilogo dei risultati ottenuti per oscillatori semplici

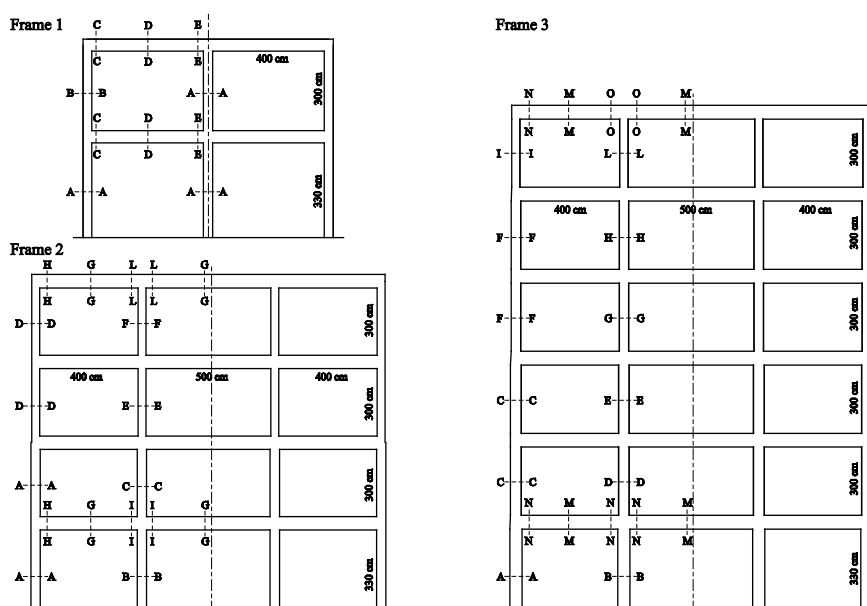
In questo capitolo sono state descritte le tecniche di regressione utilizzate per valutare l'efficienza e la sufficienza di una misura d'intensità dello scuotimento sismico. A partire dai risultati di risposta strutturale, che nello specifico è rappresentata dallo spostamento massimo dell'oscillatore, ottenuti da analisi dinamiche non lineari, si è valutata l'efficienza e la sufficienza, sia nei confronti della distanza dal campo di rottura R_{jb} che della magnitudo M_w , delle varie misure d'intensità analizzate. Si riportano in particolare i risultati per i sistemi caratterizzati da periodi propri pari a 0.25, 1 e 2 secondi e per due livelli di inelasticità, ovvero un fattore di riduzione delle forze elastiche R pari a 2 e 8. Riepilogando in modo sintetico i risultati ottenuti si vede che per i sistemi con un basso grado di inelasticità ($R=2$), le misure che risultano essere maggiormente efficienti sono quelle definite attraverso intervalli di accelerazione spettrale, soprattutto con riferimento agli oscillatori con periodo più basso, mentre per gli altri si riscontra una buona efficienza delle misure d'intensità basate sull'intensità di Housner, quindi definite a partire dalla velocità spettrale. Le misure meno efficienti sono per gli oscillatori con periodo di 0.25 e 1 secondo, quelle basate sullo spostamento del terreno, oltre alla I_z e la durata significativa dell'evento sismico. Per l'oscillatore più flessibile le misure basate sullo spostamento del terreno migliorano in termini di efficienza mentre diminuiscono di efficienza quelle basate sull'accelerazione del terreno. Per livelli di inelasticità alti ($R=8$), non si perviene ad un rilevante cambiamento, anche se per gli oscillatori più rigidi, alcune delle misure basate sull'intensità di Housner mostrano una buona efficienza. Per quanto riguarda la sufficienza si vede in generale che le misure che maggiormente mostrano questa proprietà sono quelle che risultano essere anche efficienti.

7. Proprietà delle misure d'intensità studiate. Sistemi MDOF

Nel presente capitolo si fa riferimento a sistemi strutturali a più gradi di libertà nell'intento di descrivere più fedelmente possibile una struttura reale. Gli oscillatori semplici utilizzati in precedenza infatti sono stati utilizzati per descrivere un ampio range di comportamenti strutturali, facendo riferimento anche a livelli di inelasticità che difficilmente possono essere raggiunti nella realtà. Come fatto in precedenza per gli oscillatori semplici si conducono le analisi di regressione per valutare quali siano le misure che offrono le migliori prestazioni in termini di efficienza e sufficienza.

7.1. Modelli strutturali a più gradi di libertà

Si utilizzano come modelli strutturali a più gradi di libertà tre telai piani in cemento armato, rispettivamente di due, quattro e sei piani e precedentemente proposti e analizzati da Buratti e Savoia (Buratti and Savoia 2009). Queste strutture sono progettate secondo normativa italiana per la zona sismica 2. Questi telai sono stati presi in modo tale da avere dei sistemi non lineari degradanti in resistenza con differenti periodi naturali, che corrispondono a 0.46 secondi per il telaio a due piani, 0.69 secondi per quello a quattro piani e infine 0.84 secondi per quello a sei piani. La geometria e i dettagli delle sezioni è riportata di seguito.



7.1 Strutture utilizzate per le analisi dinamiche non lineari

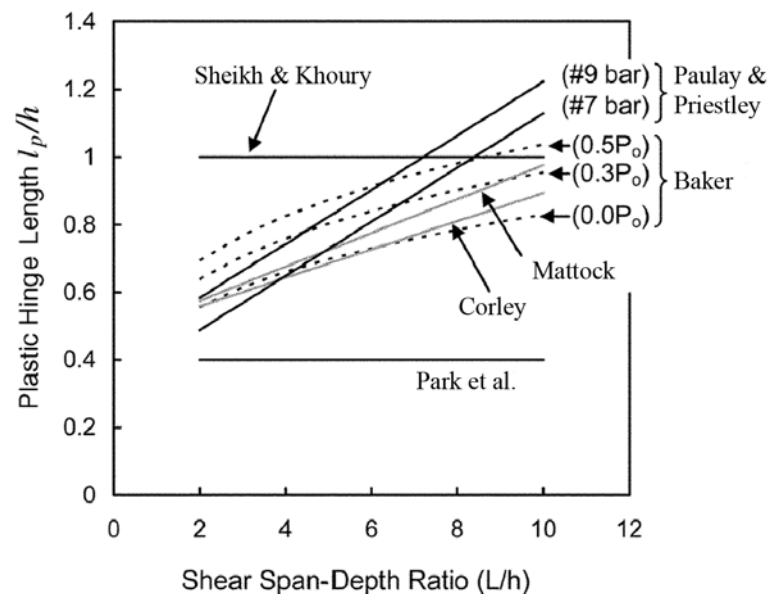
Sez.	Telaio 1				Telaio 2				Telaio 3			
	b	h	As	As'	b	h	As	As'	b	h	As	As'
A-A	30	30	4f16	4f16	35	35	3f20	3f20	40	45	2f24	2f24
B-B	30	30	4f20	4f20	35	35	4f24	4f24	40	45	5f24	5f24
C-C	30	50	2f14	2f14+2f18	35	35	3f24	3f24	40	40	2f24	2f24
D-D	30	50	4f14	2f14	30	30	4f20	4f20	40	40	5f24	5f24
E-E	30	50	2f14	2f14+4f18	30	30	3f24	3f24	40	40	4f24	4f24
F-F					30	30	3f20	3f20	35	35	3f24	3f24
G-G					30	50	2f14	2f14	35	35	5f24	5f24
H-H					30	50	2f14	2f14+2f20	35	35	3f24	3f24
I-I					30	50	2f14	2f14+3f20	30	30	3f24	3f24
L-L					30	50	2f14	2f14+2f20	30	30	2f24	2f24
M-M									30	50	2f14	2f14
N-N									30	50	2f14	2f14+4f20
O-O									30	50	2f14	2f14+3f18

Le analisi nel dominio del tempo tengono conto sia della non linearità geometrica che della inelasticità del materiale. Gli elementi strutturali sono modellati mediante elementi force-based, concentrando il comportamento costitutivo non lineare in una cerniera plastica di lunghezza prestabilita, come proposto da Scott e Fenves (Scott and Fenves 2006). Il comportamento non lineare delle sezioni in zona plastica è stato modellato usando una discretizzazione a fibre, dove, per il calcestruzzo confinato è stato utilizzato il modello di Mander, per quello non confinato il modello proposto da Saenz (Ceb-Fip 1993) e per l'acciaio il modello di Menegotto e Pinto. La lunghezza delle cerniere plastiche è un fattore molto importante e la scelta di essa influenza in modo significativo i risultati delle analisi condotte. Questa lunghezza dipende da molti fattori, quali:

- entità del carico assiale sugli elementi;
- momento;
- livello dello sforzo di taglio nella zona elasticizzata;
- proprietà meccaniche dell'armatura longitudinale e trasversale;
- resistenza del calcestruzzo;
- livello del confinamento e sua efficienza nella zona plastica.

La dipendenza del rapporto tra l_p/h , dove l_p è la lunghezza della cerniera plastica e h la larghezza della sezione, sul rapporto tra la luce e l'altezza della sezione L/h , è possibile definirla a partire da diversi modelli proposti in letteratura, raffigurati nella figura 7.2. Si vede da questa figura come ci sia una forte incertezza nel definire la lunghezza della cerniera plastica, inoltre l'uso di formulazioni di tipo

empirico, determinate direttamente da dati sperimentali, può essere discutibile per definire questa lunghezza in un modello a elementi finiti. La lunghezza delle cerniere plastiche da utilizzare per condurre le analisi sui tre sistemi strutturali, è stata definita in modo tale che il modello agli elementi finiti dia, per una colonna incastrata alla base, uno spostamento ultimo pari a quello predetto dal modello di Fardis (Panagiotakos and Fardis 2001). Tale modello definisce lo spostamento ultimo della colonna come funzione di parametri geometrici, caratteristiche dei materiali, rapporto di confinamento e livello di carico assiale. La deformazione ultima dell'acciaio e del calcestruzzo è stata presa in accordo ai criteri dettati da Priestley (Priestley, Calvi et al. 2007).



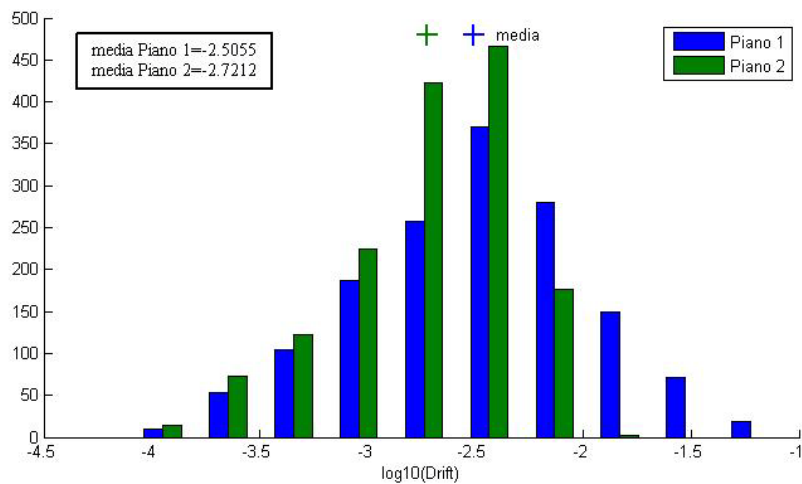
7.2 Definizione della lunghezza della cerniera plastica secondo autori diversi

Attraverso analisi dinamiche non lineari condotte con l'ausilio del software OpenSees, sono stati valutati gli spostamenti massimi di interpiano per le strutture sopra descritte, sottoposte ad un input accelerometrico derivante da 1500 registrazioni prese tra quelle descritte nel corso del quarto capitolo.

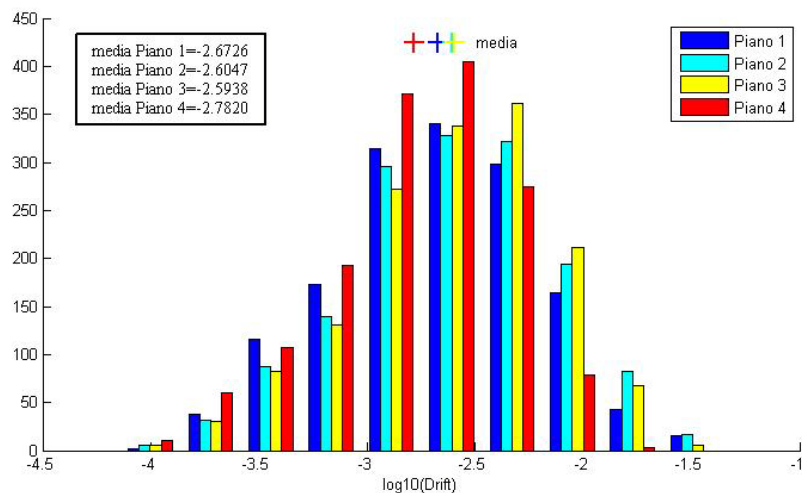
7.2. Efficienza per i sistemi MDOF

Dai risultati ottenuti dalle analisi condotte sulle tre strutture prese in esame si cerca il legame tra causa ed effetto tra le misure d'intensità e il parametro di domanda, che in questo caso è rappresentato dallo spostamento massimo di interpiano. Come già fatto in precedenza per i sistemi ad un solo gdl, si effettua un'analisi di regressione allo scopo di determinare la dispersione e quindi l'efficienza

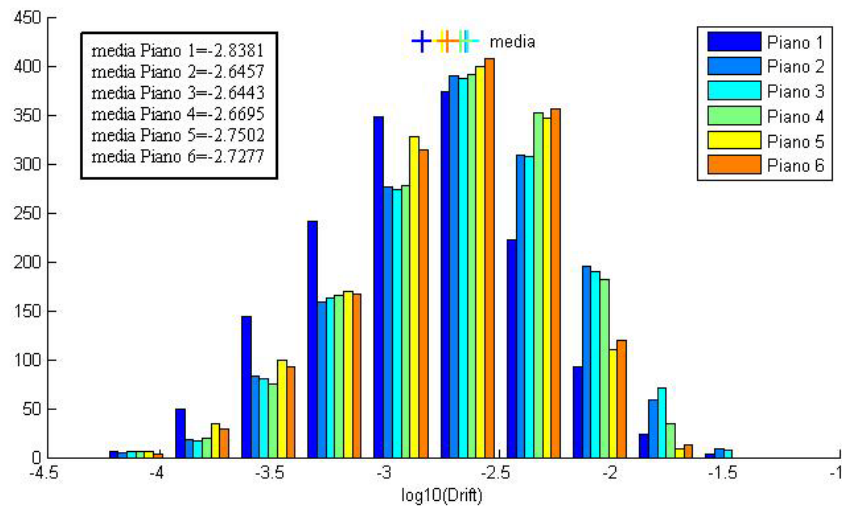
di un certa misura d'intensità, utilizzando sempre una regressione di tipo stepwise. Per il telaio a due piani si riportano le misure che risultano essere maggiormente efficiente e al contrario quelle meno efficienti, per entrambi i piani della struttura, invece per le altre due strutture si riportano i risultati dei due piani che presentano in media i più alti e i più bassi valori di spostamento di interpiano. Si riportano di seguito le distribuzioni dei valori di spostamento di interpiano, valutati per tutte le 1500 registrazioni, con i rispettivi valori medi.



7.3 Distribuzione dei valori di spostamento di interpiano e loro media in scala logaritmica per telaio a due piani



7.4 Distribuzione dei valori di spostamento di interpiano e loro media in scala logaritmica per telaio a quattro piani



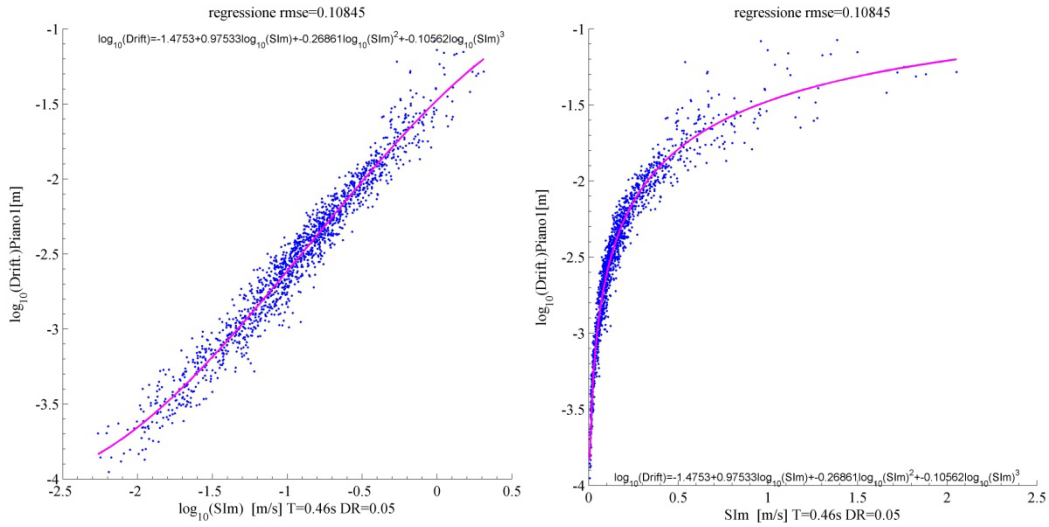
7.5 Distribuzione dei valori di spostamento di interpiano e loro media in scala logaritmica per telaio a sei piani

7.2.1. Efficienza per telaio a due piani

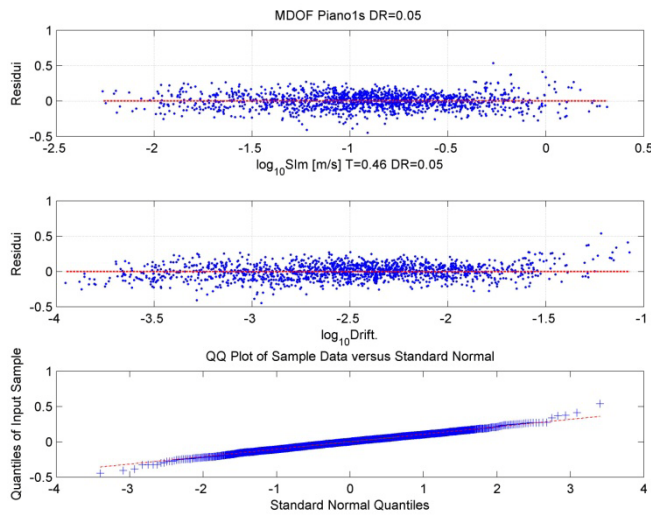
7.2.1.1. Alta efficienza Piano 1

Si riportano di seguito le misure che mostrano una più alta efficienza nel descrivere la risposta strutturale, inoltre per alcune di esse si illustrano i grafici di regressione ottenuti dall'analisi.

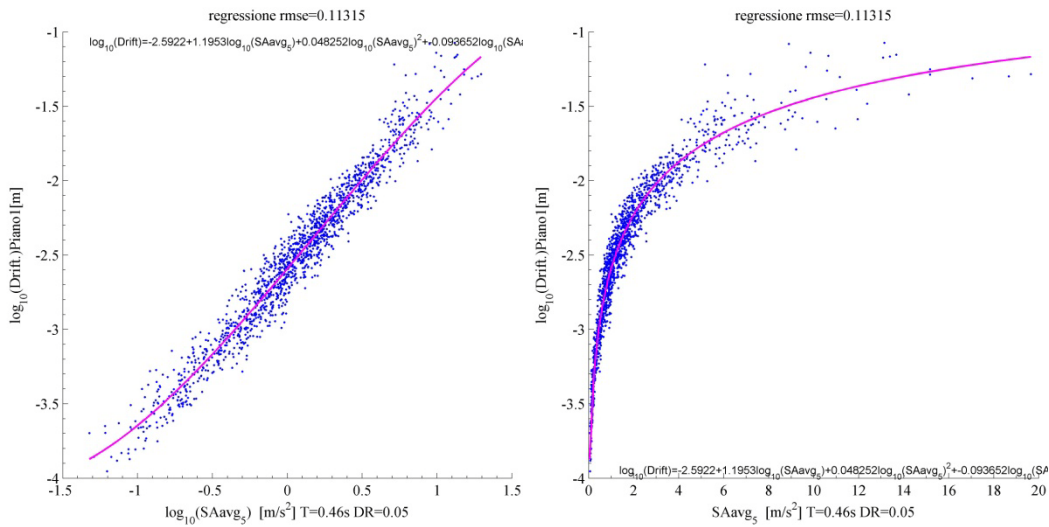
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>Stepwise quattro parametri</i>					<i>Modello due parametri</i>		
			<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>rmse</i>
SIm	0.05	0.46	-1.4753	0.9753	-0.2686	-0.1056	0.1084	-1.4665	1.1348	0.1106
SAavg_5	0.05	0.46	-2.5922	1.1953	0.0483	-0.0937	0.1131	-2.5800	1.1403	0.1151
SIhkk	0.05	0.75	-1.0660	0.4754	-0.5091	-0.1193	0.1214	-0.8316	1.1214	0.1240
SIHC	0.05	x	-1.3561	1.0026	-0.2370	-0.0900	0.1216	-1.3488	1.1479	0.1233
IMCRr4	0.15	0.46	-2.4226	1.1571	0.0000	-0.0751	0.1226	-2.4207	1.1066	0.1237
IMc	0.15	0.46	-2.3716	1.1742	0.0000	-0.0721	0.1310	-2.3703	1.1242	0.1321
PSaT_i	0.15	0.75	-2.3389	1.1665	0.0000	-0.0853	0.1349	-2.3382	1.1028	0.1369
INP04	0.15	0.46	-2.4484	1.1374	0.0000	-0.0658	0.1362	-2.4465	1.0938	0.1369
PSaT_i	0.05	0.46	-2.6899	1.0931	0.0000	-0.0808	0.1851	-2.6875	1.0384	0.1859
EPV	x	x	-1.5323	1.1715	0.0000	-0.0235	0.1879	-1.5663	1.0997	0.1888
Ic	x	x	-2.1060	0.8186	-0.0689	-0.0502	0.1968	-2.1261	0.7853	0.1988
Iap	x	x	-2.2704	1.2869	-0.0866	-0.1567	0.1975	-2.2807	1.2248	0.1986
IAr	x	x	-1.8658	0.6118	-0.0850	-0.0300	0.1983	-1.8939	0.6295	0.2016
aSq	x	x	-2.3975	0.6863	0.0000	-0.0245	0.1984	-2.3947	0.6295	0.2016
SIH	0.15	x	-1.6475	1.1483	-0.1567	-0.0992	0.1997	-1.6722	1.1588	0.2015



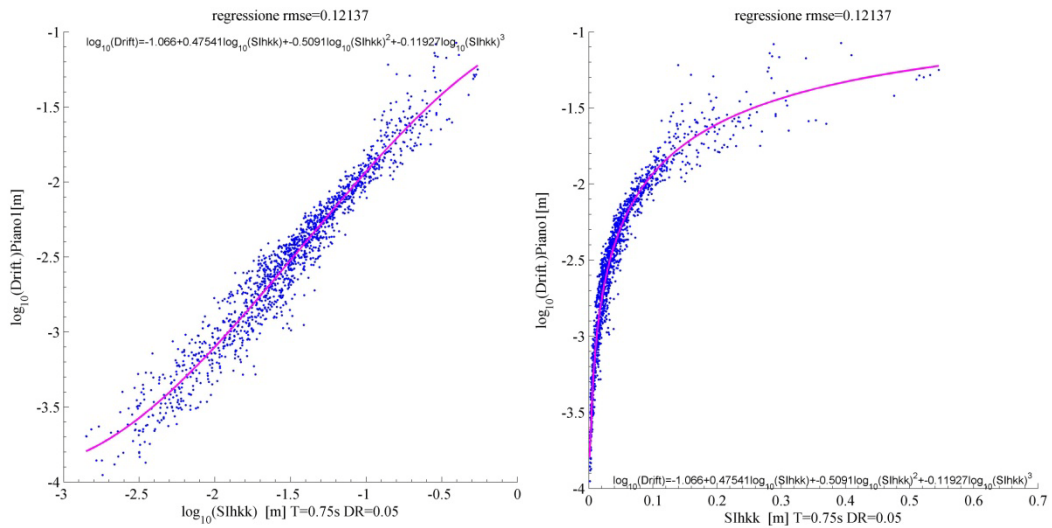
7.6 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=0.46s DR=0.05



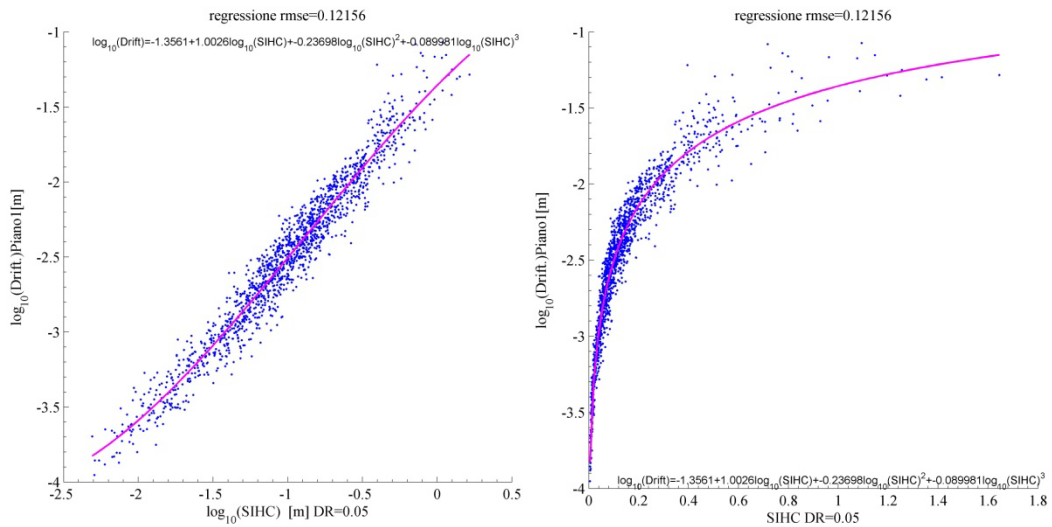
7.7 Residui e QQplot di SIm T=0.46s DR=0.05



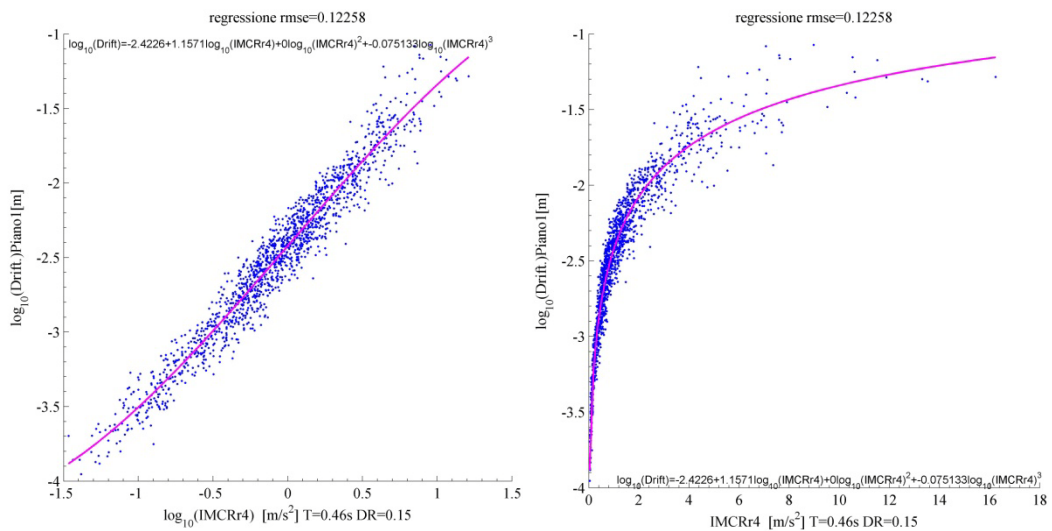
7.8 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Saavg T=0.46s DR=0.05



7.9 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHkk T=0.46s DR=0.05



7.10 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHc DR=0.05

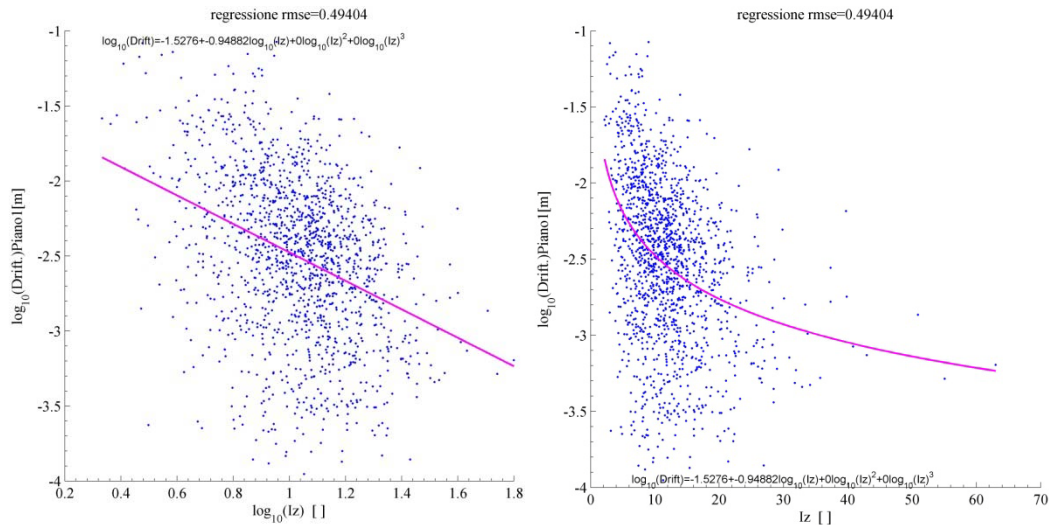


7.11 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMCRr4 T=0.46s DR=0.15

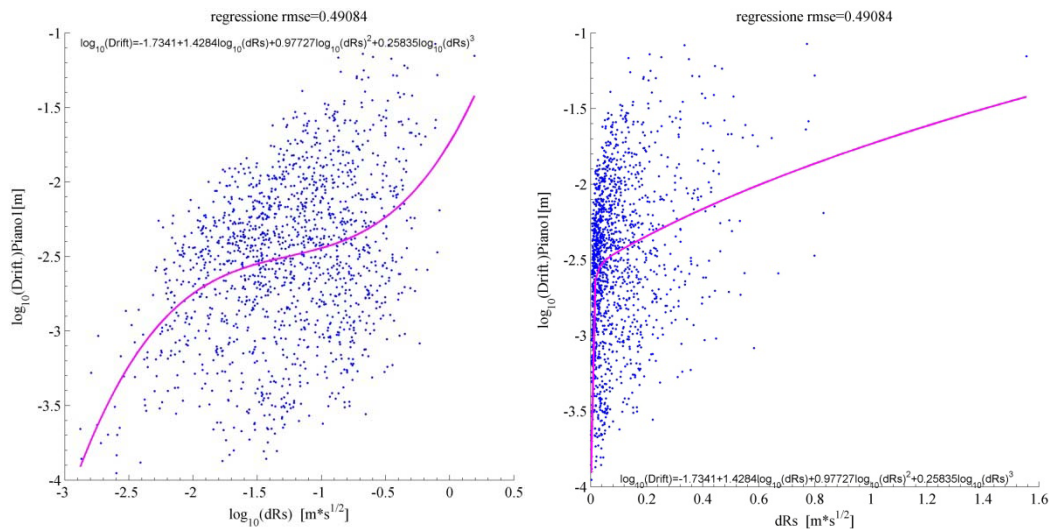
7.2.1.2. Bassa efficienza Piano 1

Come fatto per le misure maggiormente efficienti si riportano al contrario quelle che si sono rilevate meno efficienti per il sistema strutturale in esame.

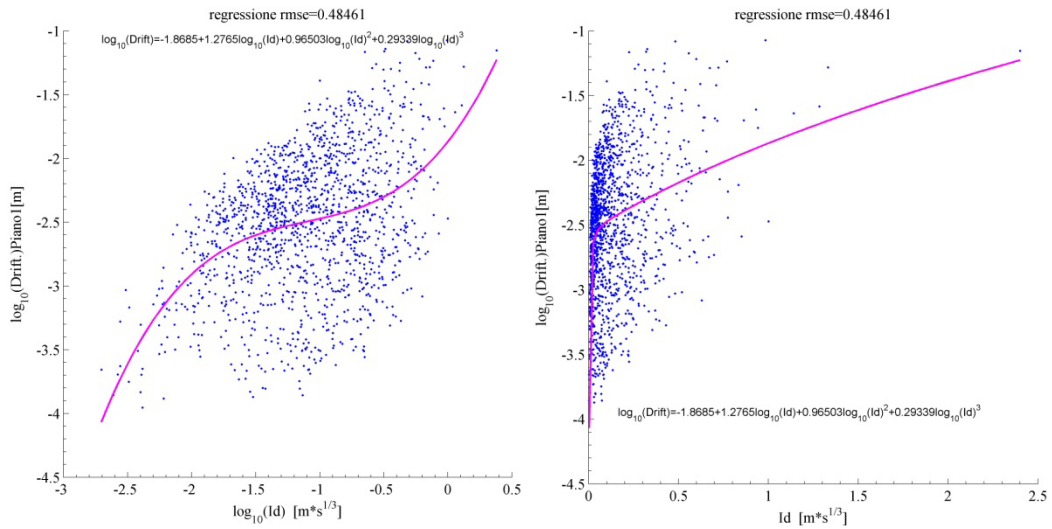
IM	ζ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
IMc	0.05	2	-1.8732	1.0379	0.1224	0.0000	0.3823	-1.9149	0.8609	0.3836
SIm	0.05	2	-1.5208	1.1130	0.1260	0.0000	0.3855	-1.6396	0.8454	0.3870
SAavg_5	0.05	2	-1.8627	1.0368	0.1300	0.0000	0.3863	-1.9103	0.8438	0.3879
IMSRr6	0.05	2	-1.8273	0.9940	0.1075	0.0000	0.3947	-1.8760	0.8221	0.3956
dTrif	x	x	-1.2142	-1.0219	0.0000	0.0000	0.4409	-1.2142	-1.0219	0.4409
pgd	x	x	-1.6396	0.5671	0.0000	0.0000	0.4572	-1.6396	0.5671	0.4572
dRms	x	x	-1.4544	0.5377	0.0000	0.0000	0.4587	-1.4544	0.5377	0.4587
Id	x	x	-1.8685	1.2765	0.9650	0.2934	0.4846	-2.0477	0.4146	0.4902
dRs	x	x	-1.7341	1.4284	0.9773	0.2583	0.4908	-2.0344	0.3748	0.4955
Iz	x	x	-1.5276	-0.9488	0.0000	0.0000	0.4940	-1.5276	-0.9488	0.4940



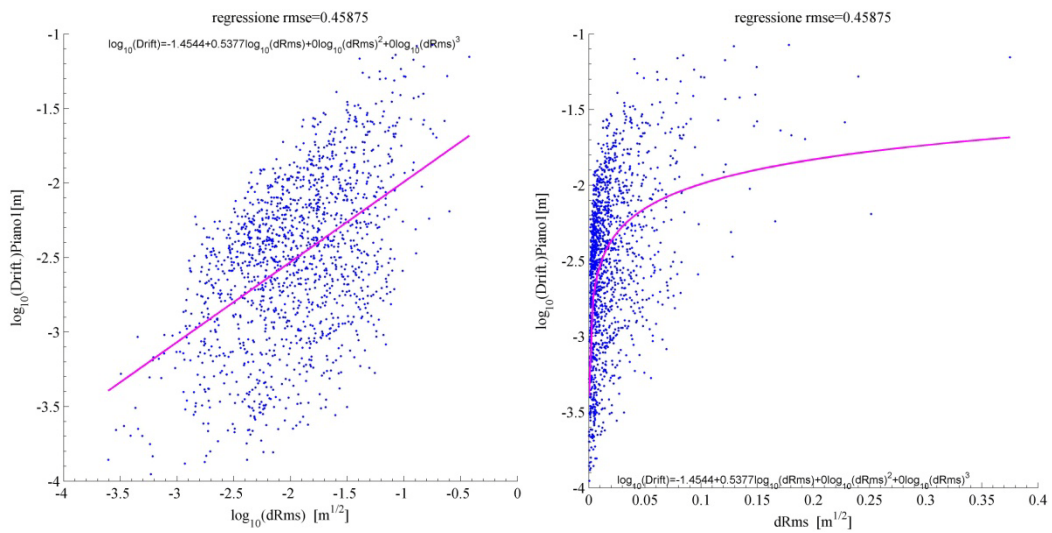
7.12 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



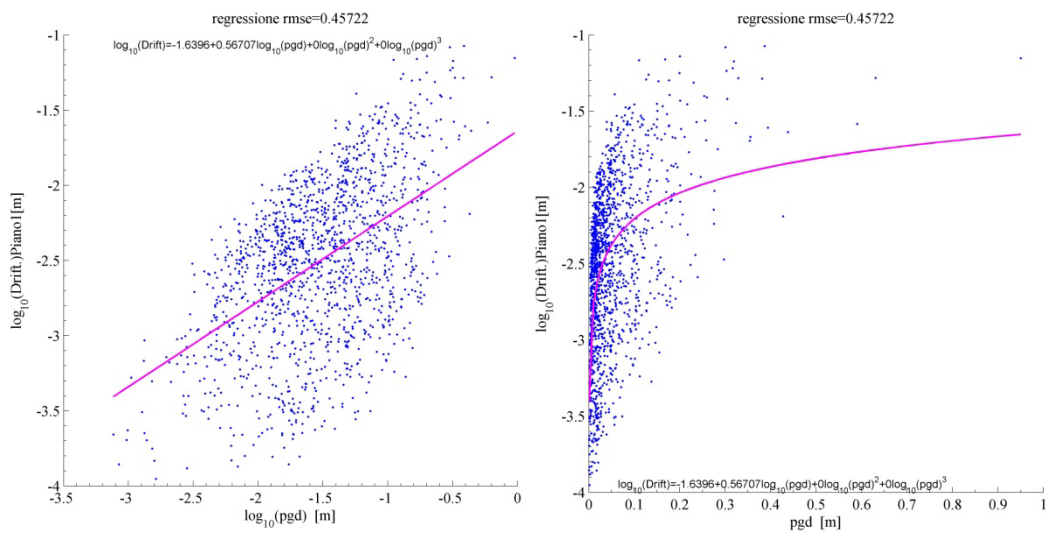
7.13 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



7.14 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id



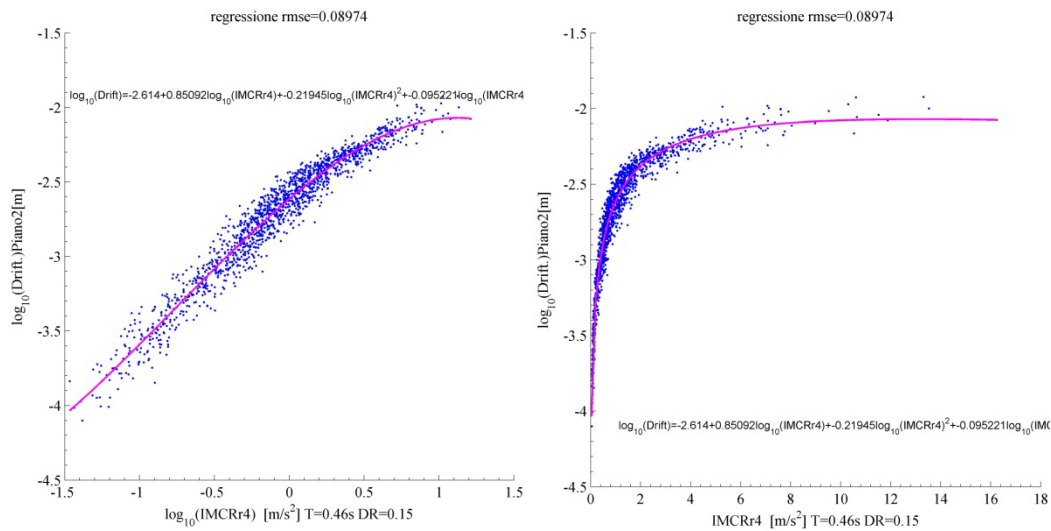
7.15 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRms



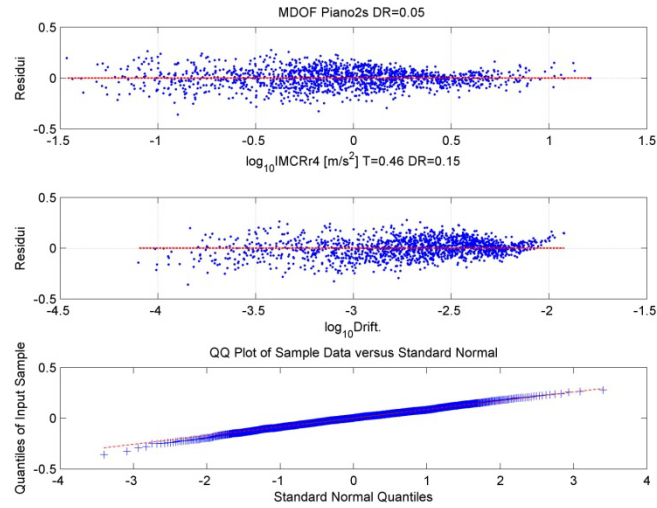
7.16 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd

7.2.1.3. Alta efficienza Piano 2

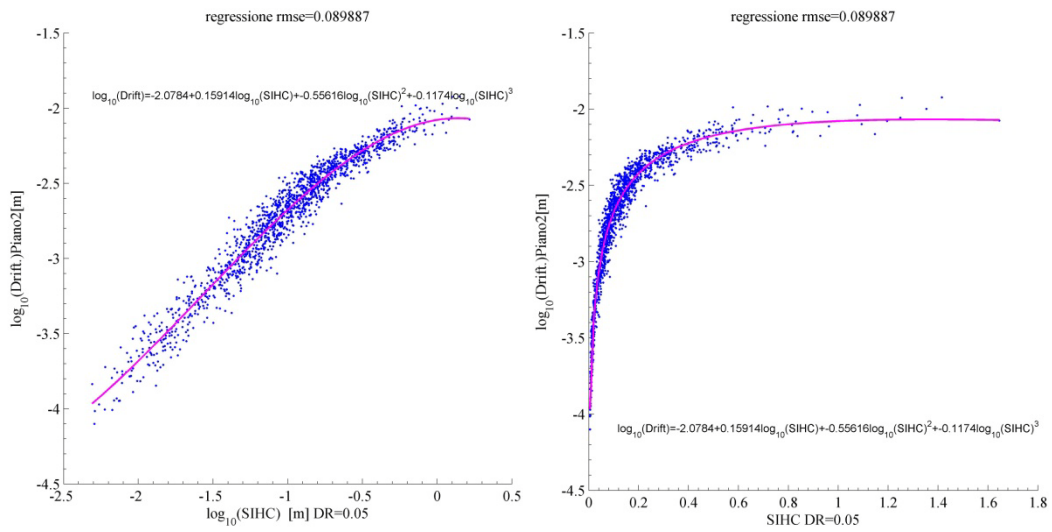
IM	ξ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
IMCRr4	0.15	0.46	-2.6140	0.8509	-0.2194	-0.0952	0.0897	-2.6559	0.8475	0.1055
SIHC	0.05	x	-2.0784	0.1591	-0.5562	-0.1174	0.0899	-1.8342	0.8798	0.1041
SIm	0.05	0.46	-2.1063	0.2432	-0.5300	-0.1195	0.0909	-1.9302	0.8635	0.1067
INP04	0.15	0.46	-2.6332	0.8483	-0.2138	-0.0869	0.0914	-2.6754	0.8423	0.1071
SAavg_5	0.05	0.46	-2.7429	0.9395	-0.1785	-0.1171	0.0926	-2.7776	0.8689	0.1074
SIhkk	0.15	0.46	-2.3281	-0.7705	-0.6488	-0.0787	0.0971	-1.1410	0.8253	0.1123
IMSRr6	0.05	0.25	-2.8387	0.9290	-0.1186	-0.1102	0.1053	-2.8612	0.8407	0.1150
IMc	0.05	0.46	-2.7411	0.9263	-0.1773	-0.1087	0.1124	-2.7752	0.8639	0.1238
PSaT_i	0.05	0.46	-2.8303	0.8901	-0.1534	-0.0762	0.1194	-2.8627	0.8090	0.1320
Ic	x	x	-2.4010	0.5224	-0.1749	-0.0538	0.1376	-2.4264	0.6095	0.1466
aSq	x	x	-2.5986	0.5066	-0.0771	-0.0308	0.1417	-2.6350	0.4877	0.1508
IAr	x	x	-2.2599	0.3255	-0.1505	-0.0308	0.1417	-2.2470	0.4877	0.1508
Iap	x	x	-2.5095	0.8918	-0.3529	-0.1844	0.1462	-2.5480	0.9418	0.1555
Pa	x	x	-2.2066	0.2117	-0.0929	-0.0119	0.1518	-2.1410	0.3899	0.1590
EPA	x	x	-2.2919	0.5507	-0.2666	-0.0659	0.1544	-2.2675	0.7802	0.1602



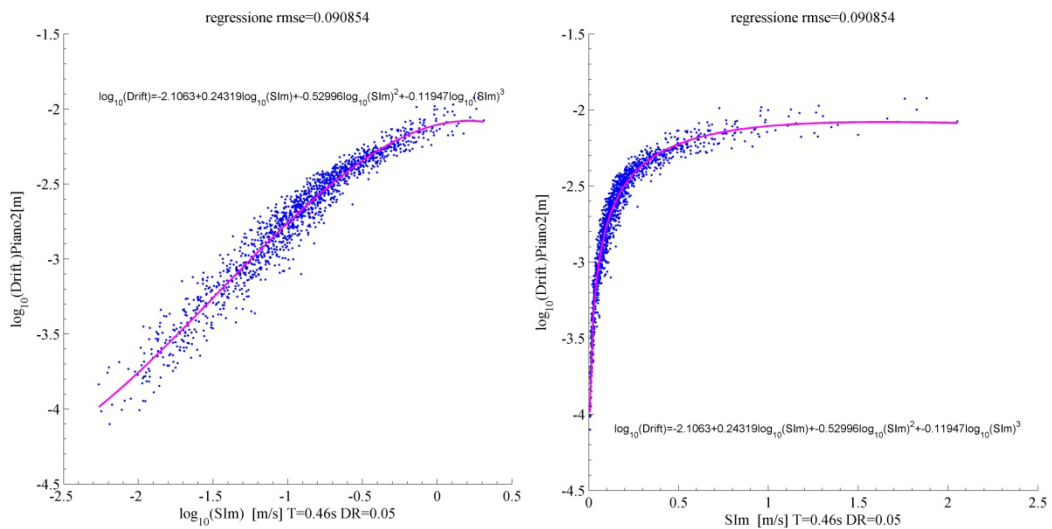
7.17 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMCRr4 T=0.46s DR=0.15



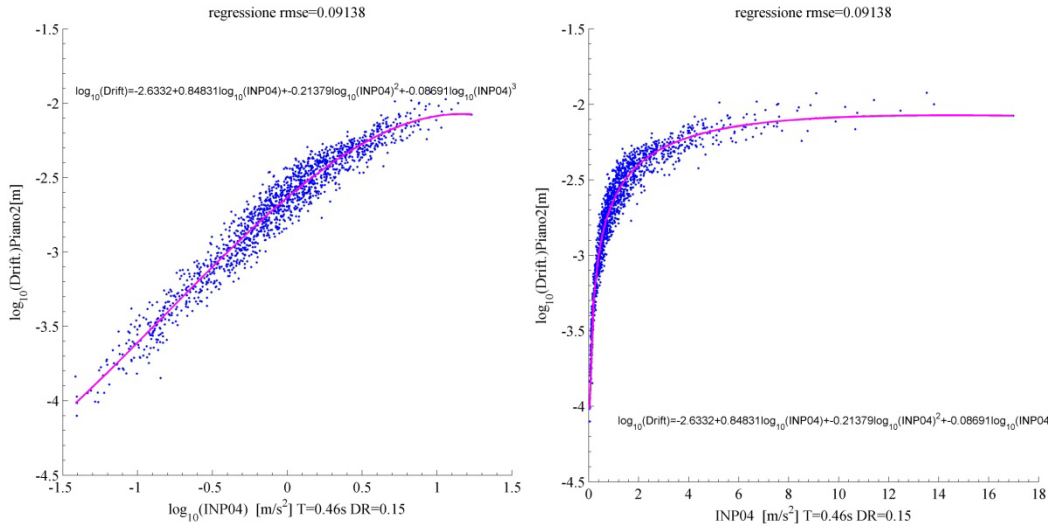
7.18 Residui e QQplot di IMCRr4 T=0.46s DR=0.15



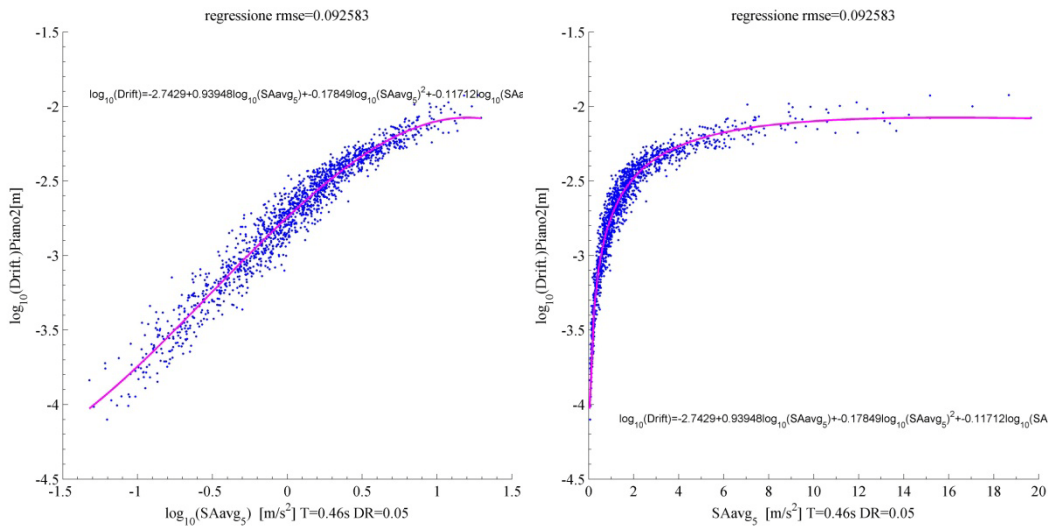
7.19 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHC DR=0.05



7.20 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=0.46s DR=0.05



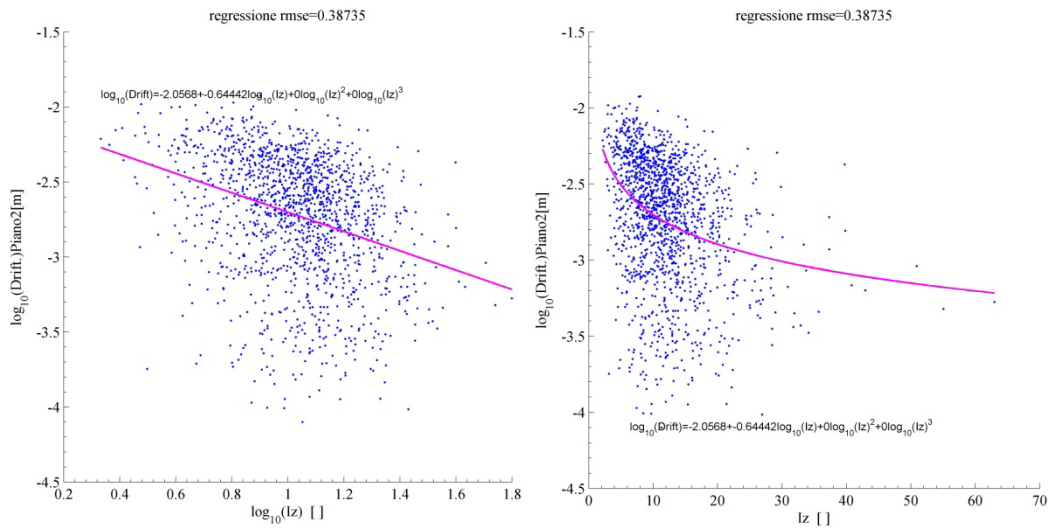
7.21 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=0.46s DR=0.15



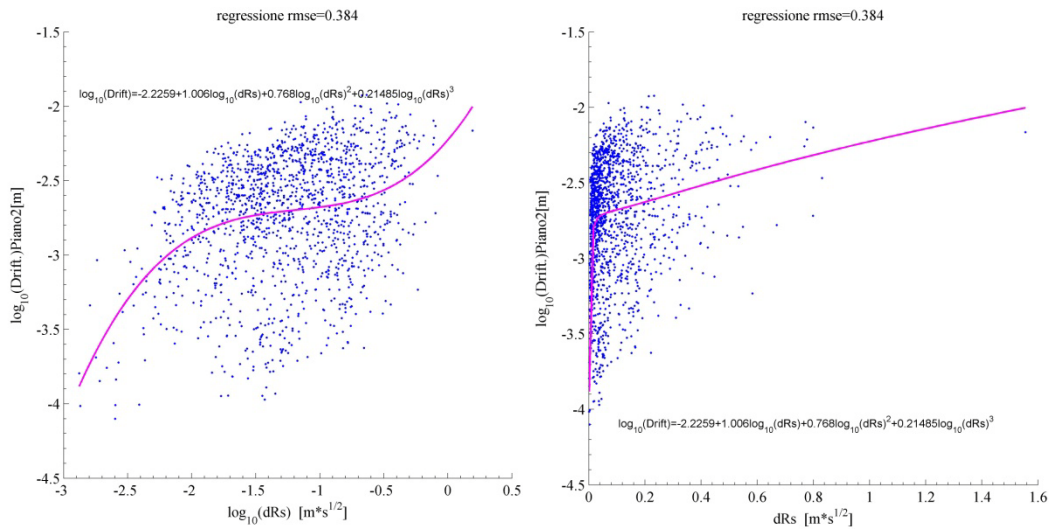
7.22 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.46s DR=0.05

7.2.1.4. Bassa efficienza Piano 2

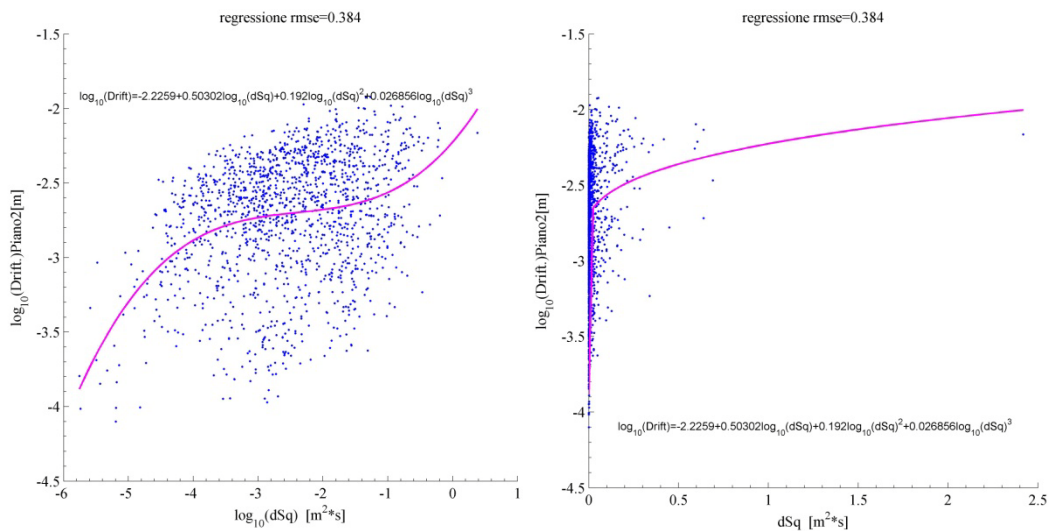
IM	ξ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SAavg_5	0.05	2	-2.2943	0.6048	0.0000	0.0000	0.3162	-2.2943	0.6048	0.3162
IMSRr6	0.05	2	-2.2693	0.5898	0.0000	0.0000	0.3209	-2.2693	0.5898	0.3209
dTrif	x	x	-2.0107	-0.3149	-0.1858	0.0000	0.3339	-1.6915	-0.8146	0.3346
pgd	x	x	-1.7842	1.3185	0.7191	0.1653	0.3617	-2.1246	0.3905	0.3646
Pd	x	x	-1.3756	0.7939	0.1807	0.0165	0.3622	-1.9907	0.1868	0.3647
dRms	x	x	-1.3756	1.5878	0.7229	0.1324	0.3622	-1.9907	0.3736	0.3647
Id	x	x	-2.3341	0.8538	0.7406	0.2423	0.3801	-2.4199	0.2727	0.3866
dSq	x	x	-2.2259	0.5030	0.1920	0.0269	0.3840	-2.4095	0.1239	0.3893
dRs	x	x	-2.2259	1.0060	0.7680	0.2148	0.3840	-2.4095	0.2479	0.3893
Iz	x	x	-2.0568	-0.6444	0.0000	0.0000	0.3873	-2.0568	-0.6444	0.3873



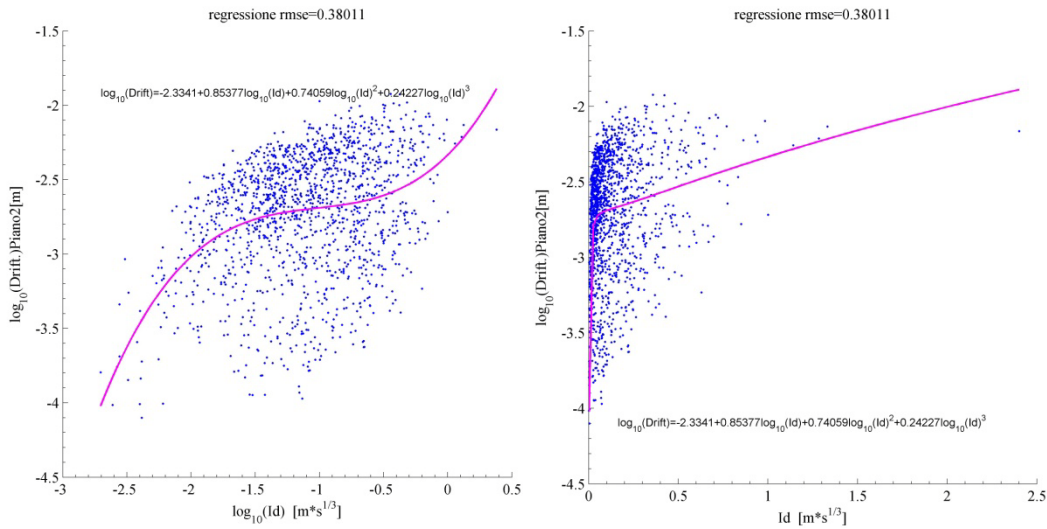
7.23 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



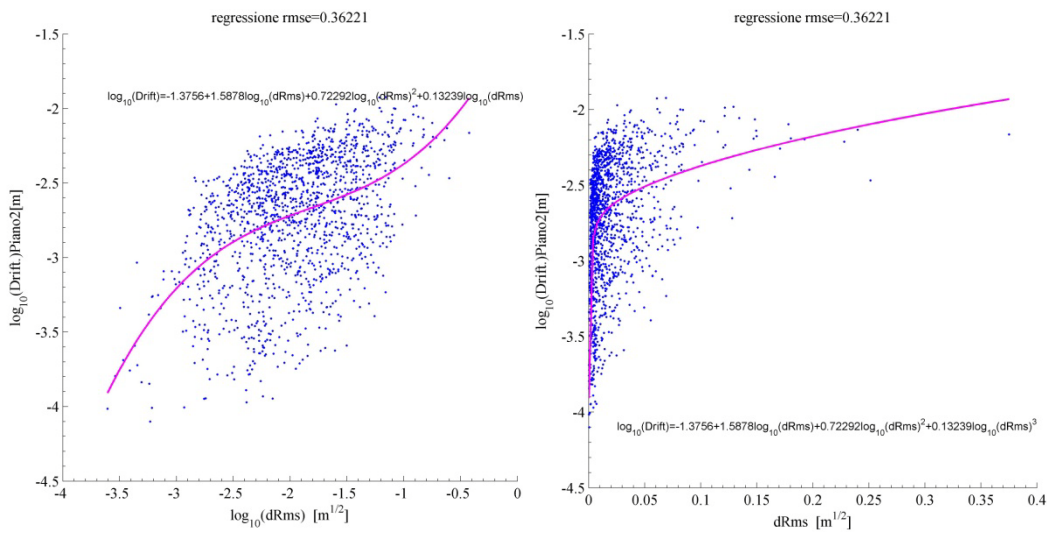
7.24 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



7.25 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dSq



7.26 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id



7.27 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRms

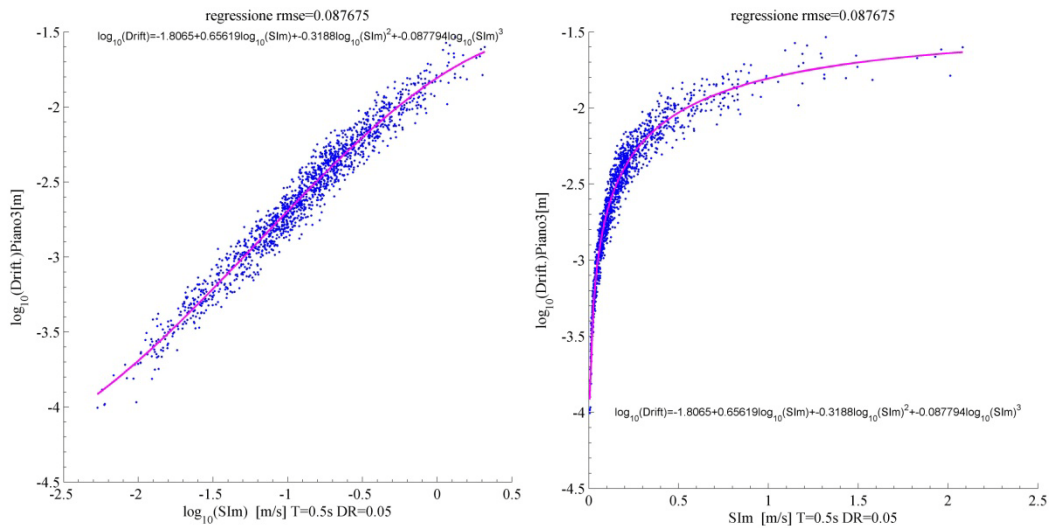
7.2.2. Efficienza per telaio a quattro piani

Con riferimento alla figura 7.4 si vede che per il telaio di quattro piani i valori più alti, in media, degli spostamenti di interpiano si hanno per il piano 3, mentre i più bassi per il piano 4. Di seguito si riportano le misure con maggiore e minore efficienza per questi due piani.

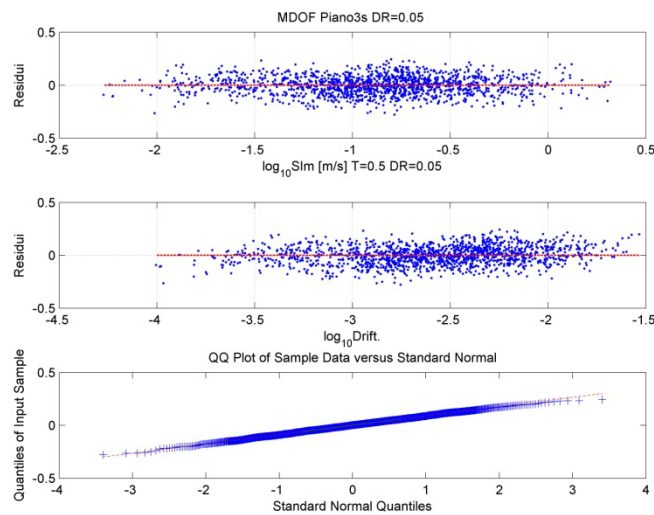
7.2.2.1. Alta efficienza Piano 3

IM	ζ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SIm	0.05	0.5	-1.8065	0.6562	-0.3188	-0.0878	0.0877	-1.7322	0.9711	0.0912
SIhkk	0.05	1	-1.5774	0.1875	-0.5275	-0.1072	0.0904	-1.2261	0.9763	0.0939
SAavg_5	0.05	0.5	-2.6146	1.0191	-0.0676	-0.0846	0.0909	-2.6267	0.9724	0.0936

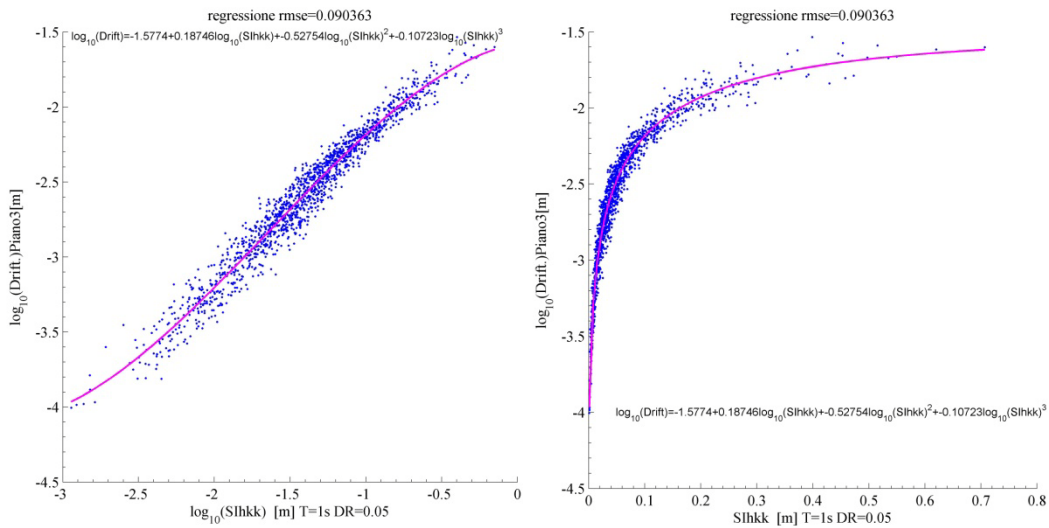
SAavg_5	0.05	0.69	-2.5115	1.0353	-0.1008	-0.1103	0.0950	-2.5279	0.9899	0.0983
IMCRr4	0.15	0.69	-2.3691	0.9605	-0.1334	-0.0827	0.0991	-2.3886	0.9636	0.1019
SIm	0.05	0.69	-1.7628	0.6218	-0.3684	-0.1045	0.0998	-1.6759	0.9813	0.1027
INP04	0.15	0.69	-2.4085	0.9585	-0.1289	-0.0804	0.0999	-2.4292	0.9549	0.1031
EPV	x	x	-1.8218	0.7172	-0.2657	-0.0758	0.1056	-1.7679	0.9671	0.1076
IMCRr4	0.05	0.69	-2.5525	1.0039	-0.0783	-0.0835	0.1071	-2.5661	0.9655	0.1092
SIhkk	0.15	0.69	-1.5222	0.0000	-0.4541	-0.0681	0.1078	-0.9305	0.9350	0.1111
PSaT_i	0.15	1	-2.3219	0.9444	-0.1457	-0.0863	0.1097	-2.3414	0.9570	0.1122
IMc	0.15	0.5	-2.4385	0.9632	-0.0952	-0.0663	0.1115	-2.4537	0.9543	0.1131
PSaT_i	0.15	0.69	-2.4599	0.9333	-0.1143	-0.0646	0.1149	-2.4808	0.9264	0.1180
IMSRr6	0.15	0.5	-2.3926	0.9662	-0.1091	-0.0733	0.1215	-2.4082	0.9642	0.1229
SIHC	0.05	x	-1.7181	0.6312	-0.3119	-0.0843	0.1219	-1.6258	0.9607	0.1231



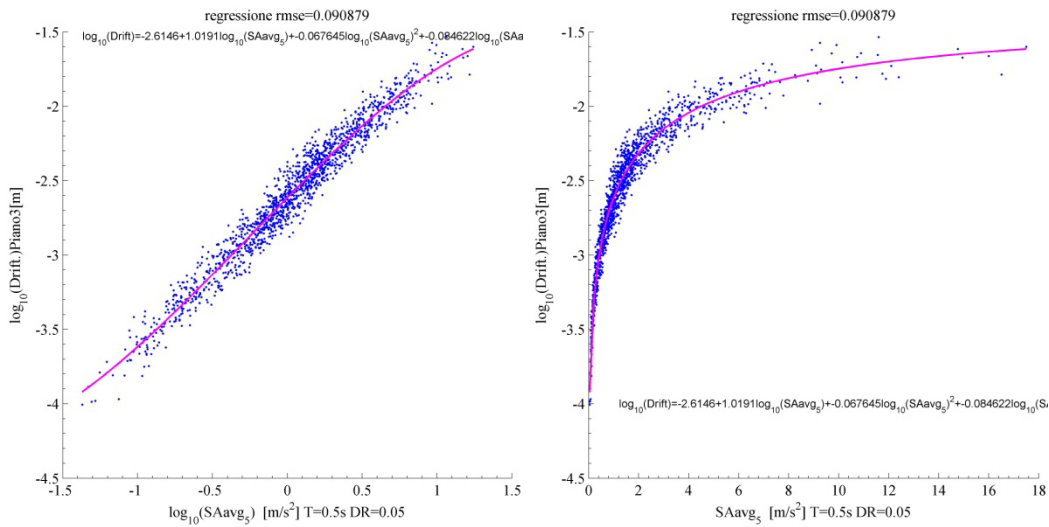
7.28 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=0.5s DR=0.05



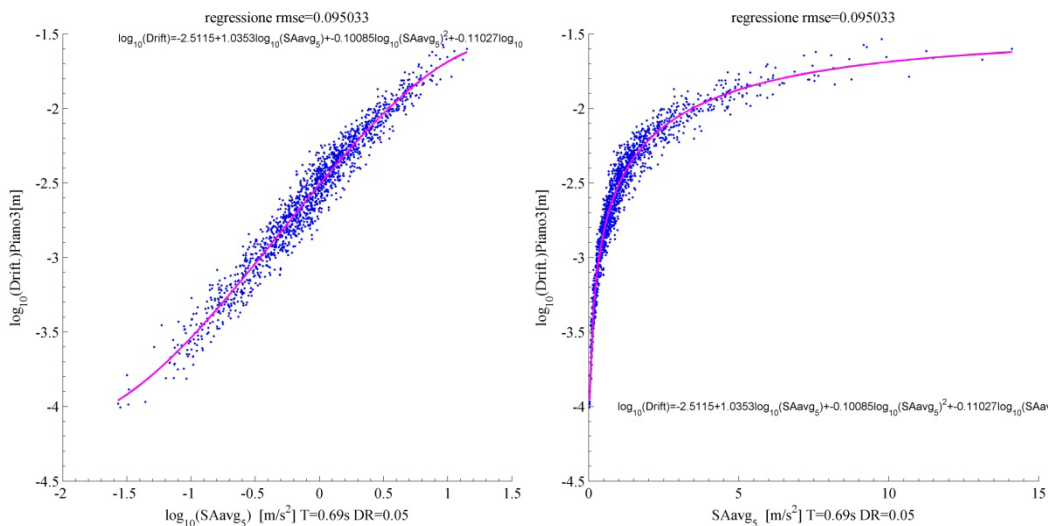
7.29 Residui e QQplot di SIm T=0.5s DR=0.05



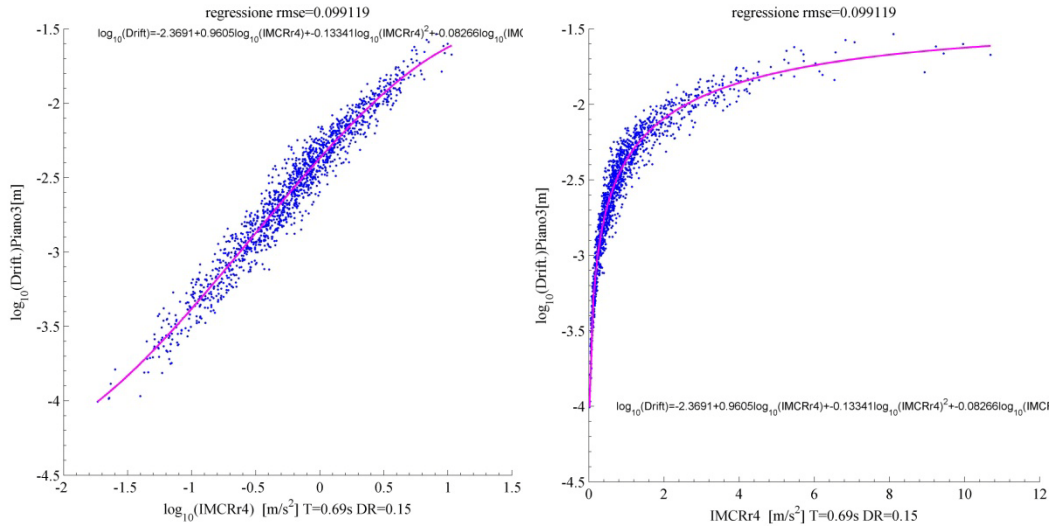
7.30 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIhkk T=1s DR=0.05



7.31 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.5s DR=0.05



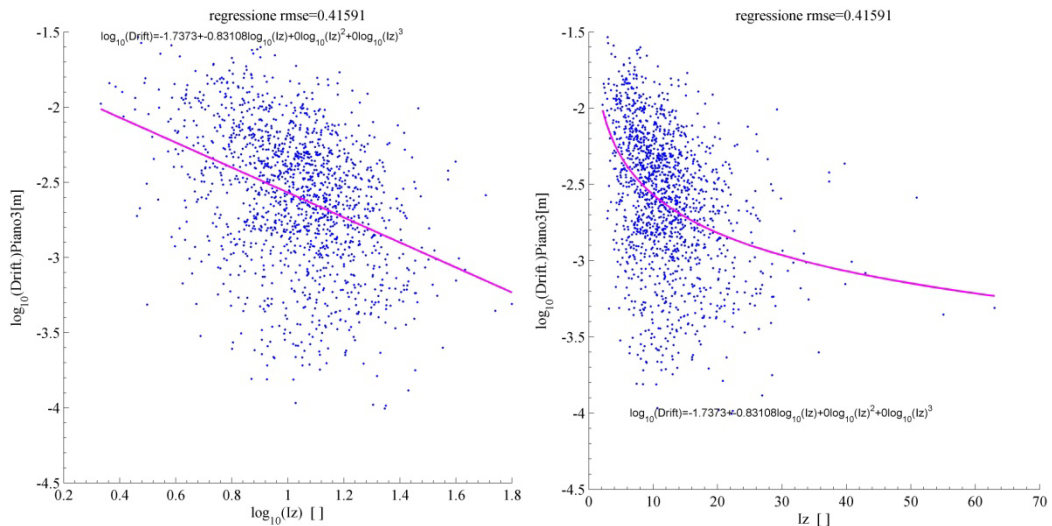
7.32 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.69s DR=0.05



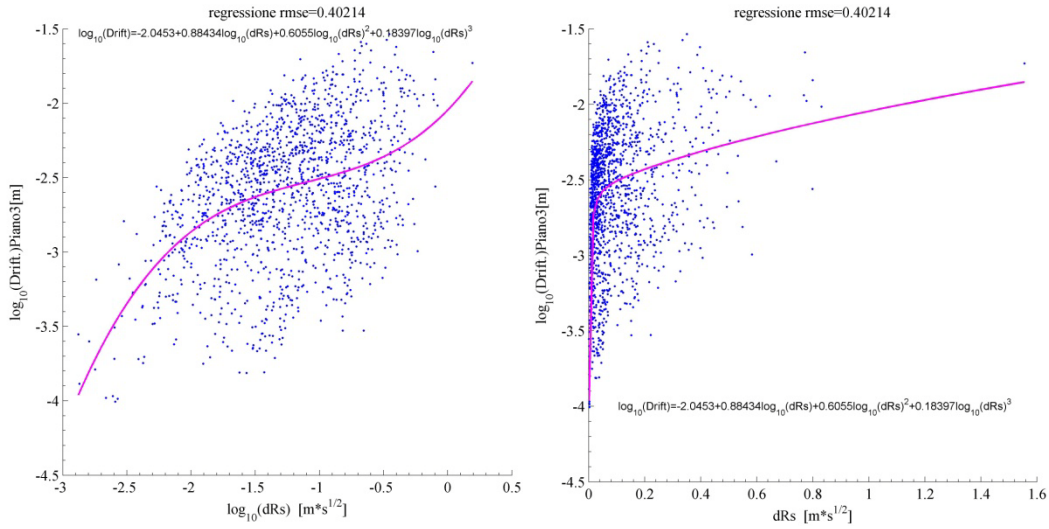
7.33 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMCrR4 T=0.69s DR=0.15

7.2.2.2. Bassa efficienza Piano 3

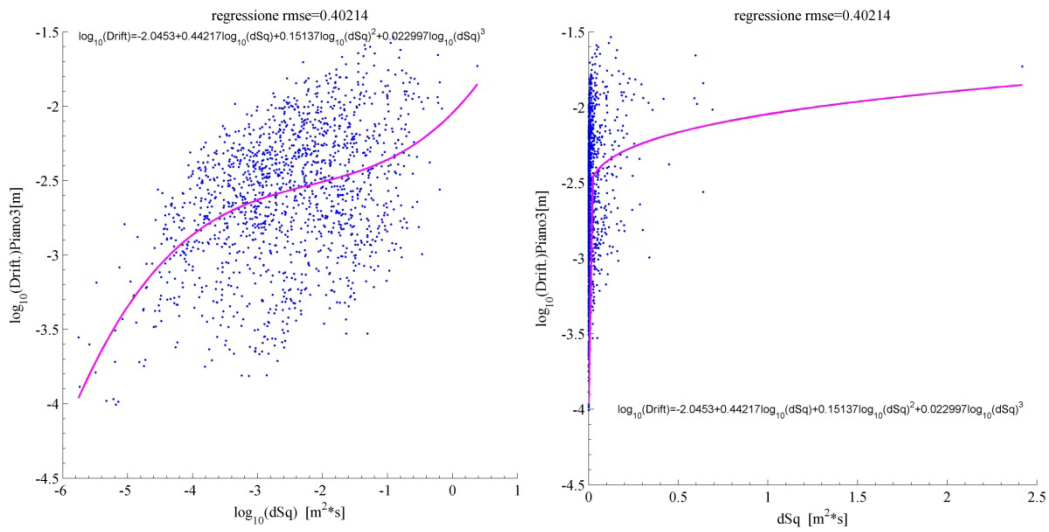
IM	ζ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SAavg_5	0.05	2	-2.0542	0.7650	0.0000	0.0000	0.3066	-2.0542	0.7650	0.3066
IMSRr6	0.05	2	-2.0231	0.7454	0.0000	0.0000	0.3145	-2.0231	0.7454	0.3145
pgd	x	x	-1.5288	1.2987	0.6307	0.1506	0.3691	-1.7841	0.5303	0.3719
Pd	x	x	-1.0826	0.8111	0.1743	0.0165	0.3709	-1.6129	0.2509	0.3739
dRms	x	x	-1.0826	1.6222	0.6973	0.1318	0.3709	-1.6129	0.5017	0.3739
dTrif	x	x	-1.6098	-0.7789	0.0000	0.0000	0.3887	-1.6098	-0.7789	0.3887
Id	x	x	-2.1311	0.7732	0.5736	0.2057	0.3958	-2.1429	0.4082	0.4022
dSq	x	x	-2.0453	0.4422	0.1514	0.0230	0.4021	-2.1253	0.1863	0.4075
dRs	x	x	-2.0453	0.8843	0.6055	0.1840	0.4021	-2.1253	0.3727	0.4075
Iz	x	x	-1.7373	-0.8311	0.0000	0.0000	0.4159	-1.7373	-0.8311	0.4159



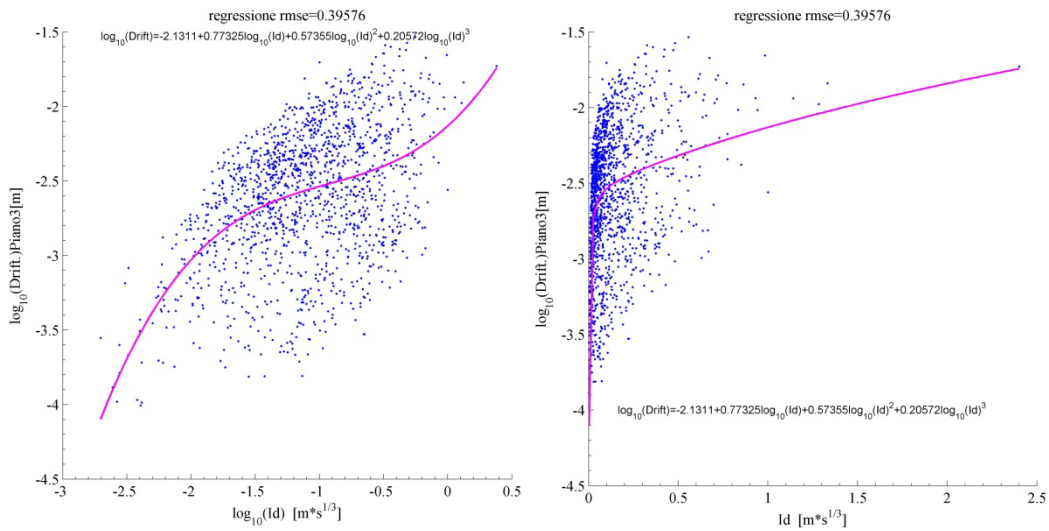
7.34 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



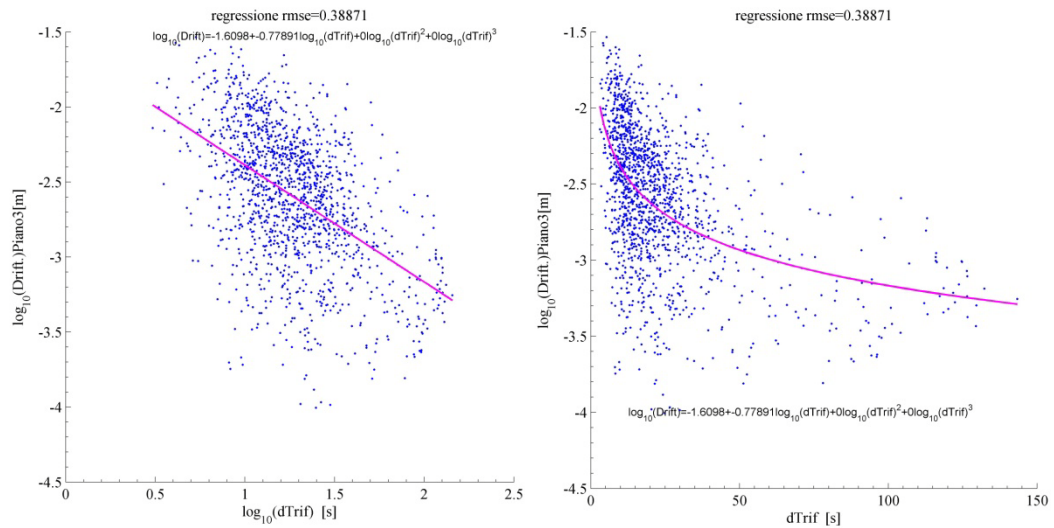
7.35 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



7.36 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dSq



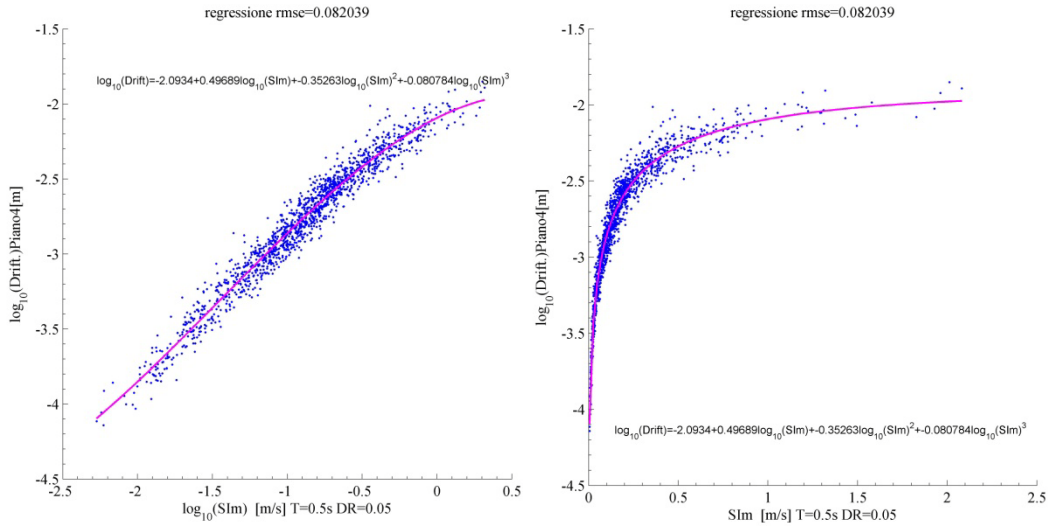
7.37 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id



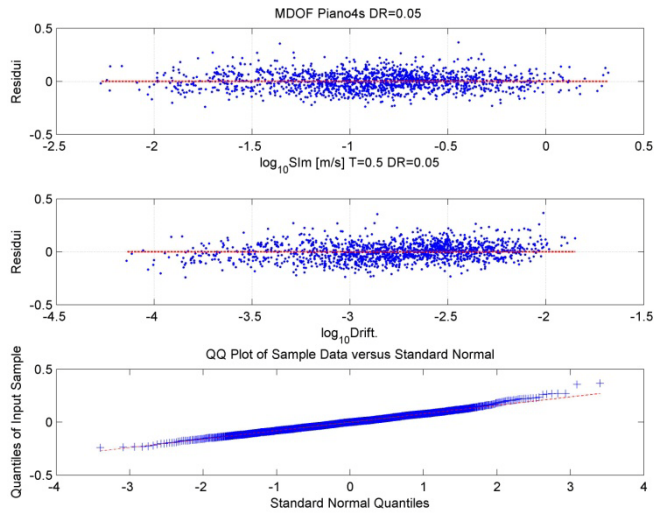
7.38 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif

7.2.2.3. Alta efficienza Piano 4

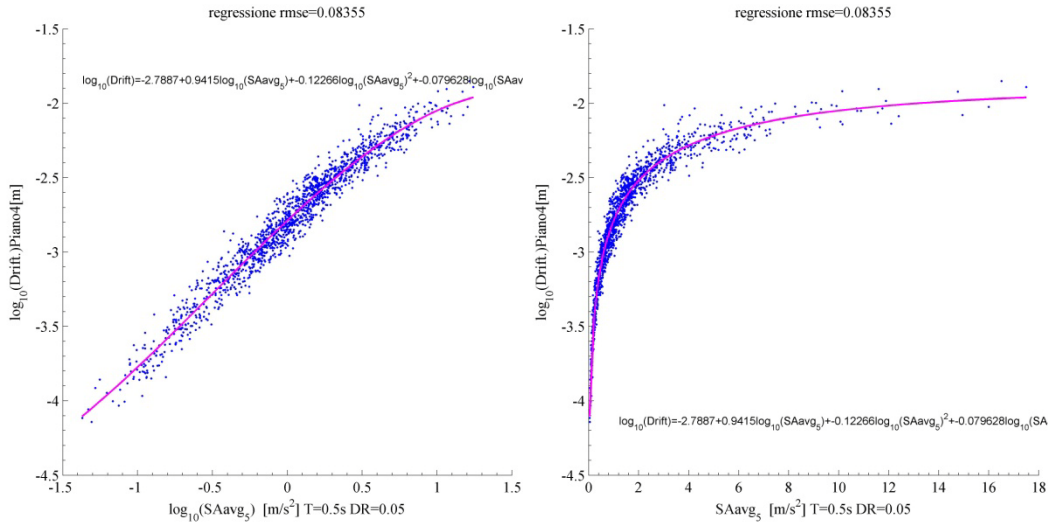
IM	ξ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SIm	0.05	0.5	-2.0934	0.4969	-0.3526	-0.0808	0.0820	-1.9848	0.8983	0.0902
SAavg_5	0.05	0.5	-2.7887	0.9415	-0.1227	-0.0796	0.0836	-2.8123	0.9004	0.0906
SIHC	0.05	x	-2.0076	0.4950	-0.3214	-0.0698	0.0878	-1.8711	0.9038	0.0924
IMCRr4	0.05	0.5	-2.8303	0.9225	-0.1130	-0.0566	0.0909	-2.8531	0.8837	0.0973
SIhkk	0.15	0.69	-1.8450	0.0000	-0.3650	-0.0437	0.0916	-1.2354	0.8693	0.0997
INP04	0.15	0.69	-2.6003	0.8644	-0.1819	-0.0819	0.0928	-2.6295	0.8833	0.1007
IMc	0.15	0.5	-2.6268	0.8729	-0.1512	-0.0650	0.0949	-2.6515	0.8879	0.1005
PSaT_i	0.15	0.69	-2.6472	0.8497	-0.1588	-0.0594	0.0977	-2.6767	0.8618	0.1054
SIhkk	0.05	0.69	-1.9234	0.0000	-0.4227	-0.0598	0.1009	-1.3985	0.8687	0.1085
IMCRr4	0.15	0.69	-2.5646	0.8571	-0.1968	-0.0913	0.1010	-2.5930	0.8866	0.1080
EPV	x	x	-2.1179	0.5069	-0.3551	-0.0860	0.1100	-2.0237	0.8877	0.1159
SIhkk	0.05	1	-1.9654	0.0000	-0.5434	-0.0994	0.1111	-1.5368	0.8887	0.1175
INP04	0.05	0.5	-2.8546	0.8968	-0.0936	-0.0422	0.1149	-2.8739	0.8634	0.1185
SIm	0.05	0.69	-2.0856	0.3785	-0.4765	-0.1212	0.1173	-1.9461	0.8934	0.1232
PSaT_i	0.05	0.69	-2.8099	0.8874	-0.1241	-0.0625	0.1194	-2.8362	0.8448	0.1259



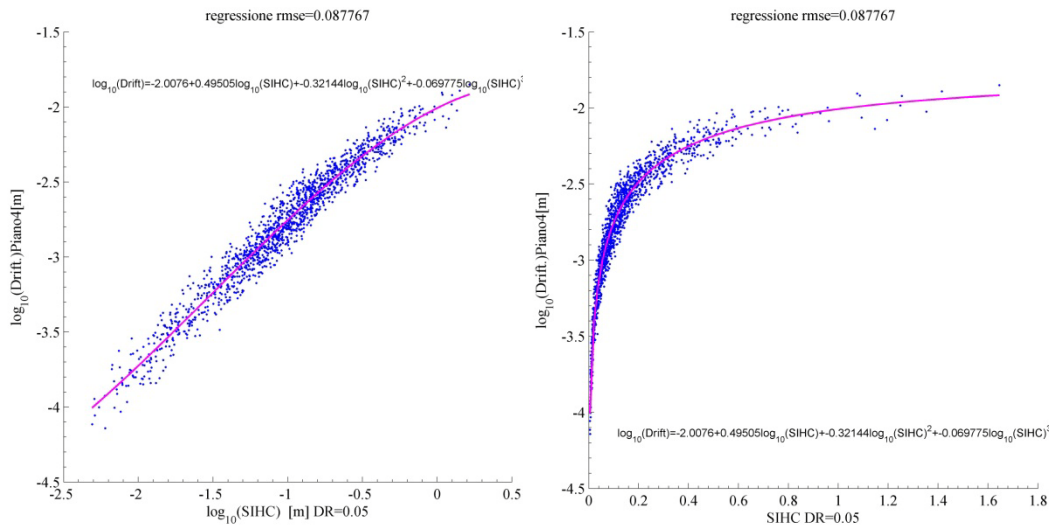
7.39 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=0.5s DR=0.05



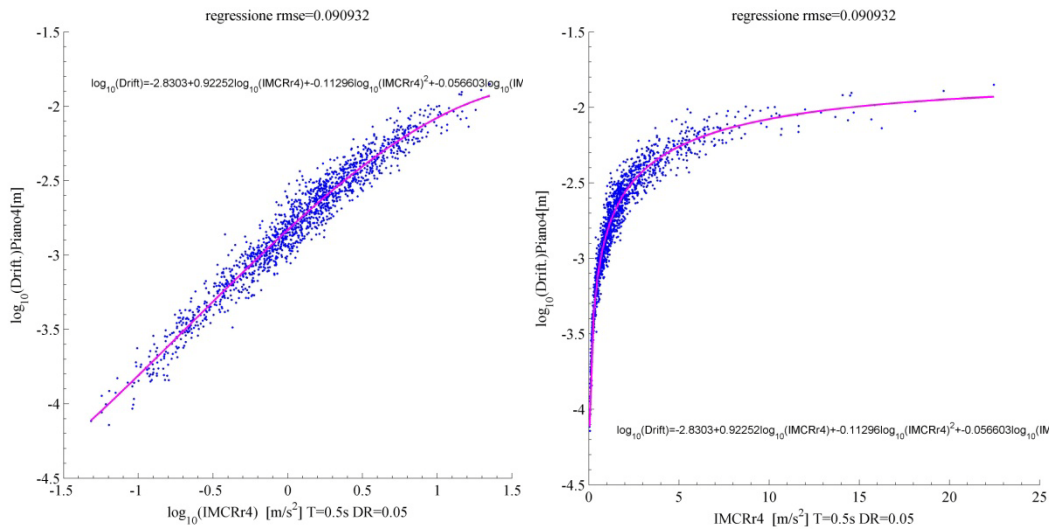
7.40 Residui e QQplot di SIm T=0.5s DR=0.05



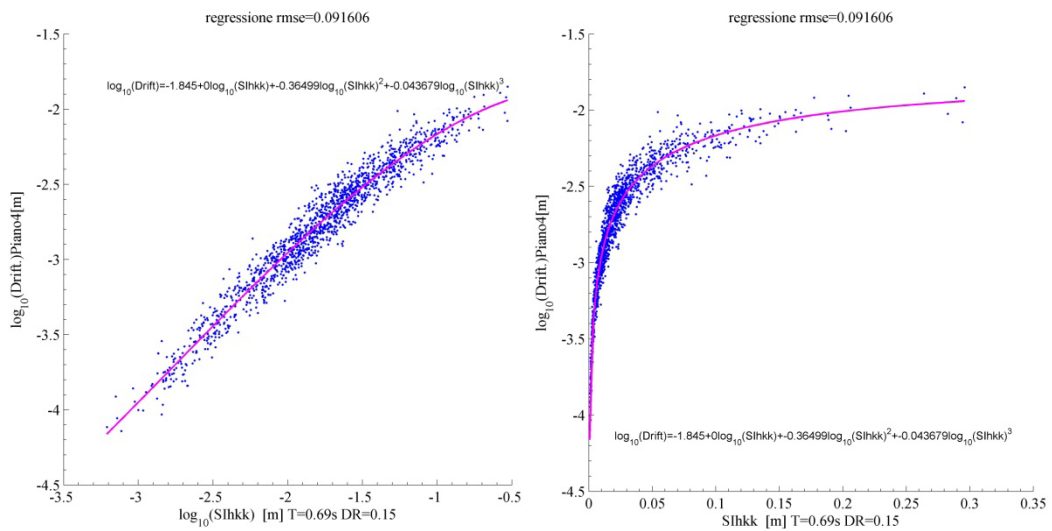
7.41 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.5s DR=0.05



7.42 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHC DR=0.05



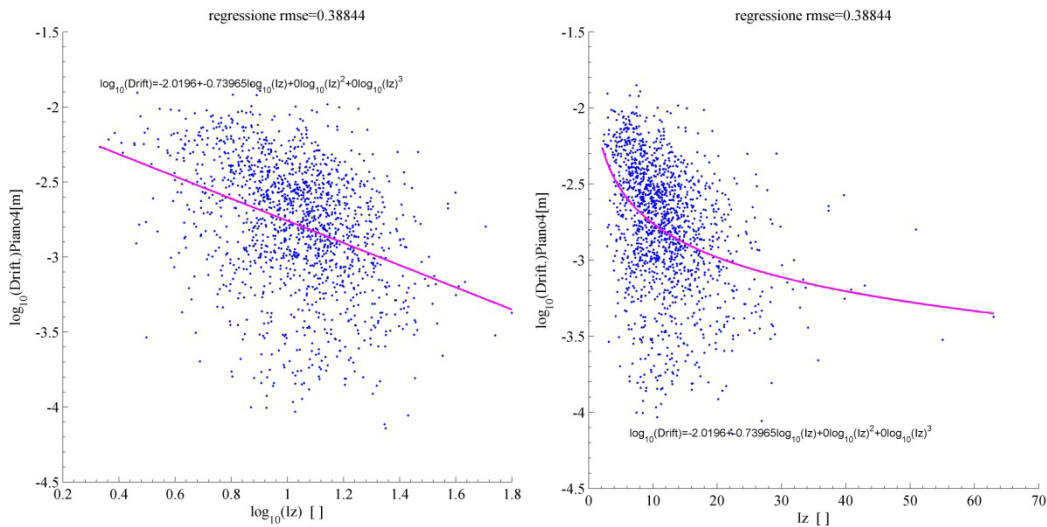
7.43 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMCRr4 T=0.5s DR=0.05



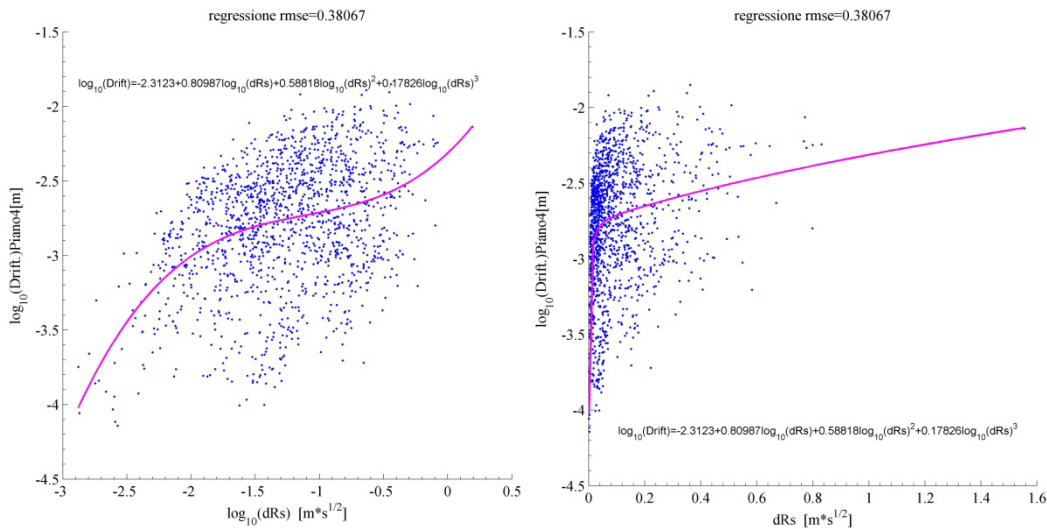
7.44 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHkk T=0.69s DR=0.15

7.2.2.4. Bassa efficienza Piano 4

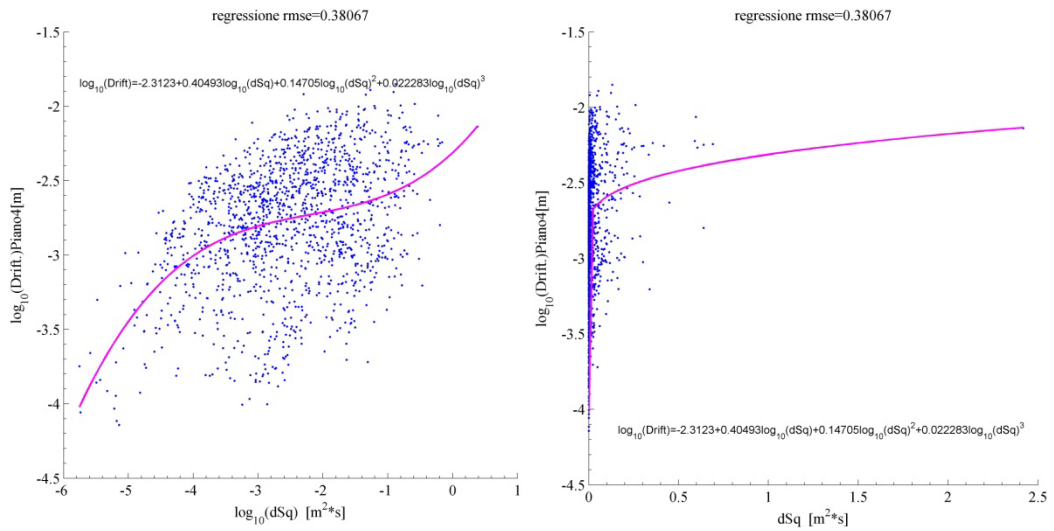
IM	ξ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SAavg_5	0.05	2	-2.3071	0.6730	0.0000	0.0000	0.3004	-2.3071	0.6730	0.3004
IMSRr6	0.05	2	-2.3079	0.5547	-0.0639	0.0000	0.3059	-2.2789	0.6568	0.3063
dTrif	x	x	-1.7816	-0.7916	0.0000	0.0000	0.3484	-1.7816	-0.7916	0.3484
pgd	x	x	-1.8888	1.1029	0.5565	0.1371	0.3525	-2.0823	0.4581	0.3555
Pd	x	x	-1.5021	0.6957	0.1537	0.0149	0.3532	-1.9290	0.2181	0.3562
dRms	x	x	-1.5021	1.3914	0.6148	0.1188	0.3532	-1.9290	0.4363	0.3562
Id	x	x	-2.3965	0.6923	0.5560	0.1995	0.3758	-2.4076	0.3389	0.3823
dSq	x	x	-2.3123	0.4049	0.1470	0.0223	0.3807	-2.3920	0.1551	0.3860
dRs	x	x	-2.3123	0.8099	0.5882	0.1783	0.3807	-2.3920	0.3102	0.3860
Iz	x	x	-2.0196	-0.7396	0.0000	0.0000	0.3884	-2.0196	-0.7396	0.3884



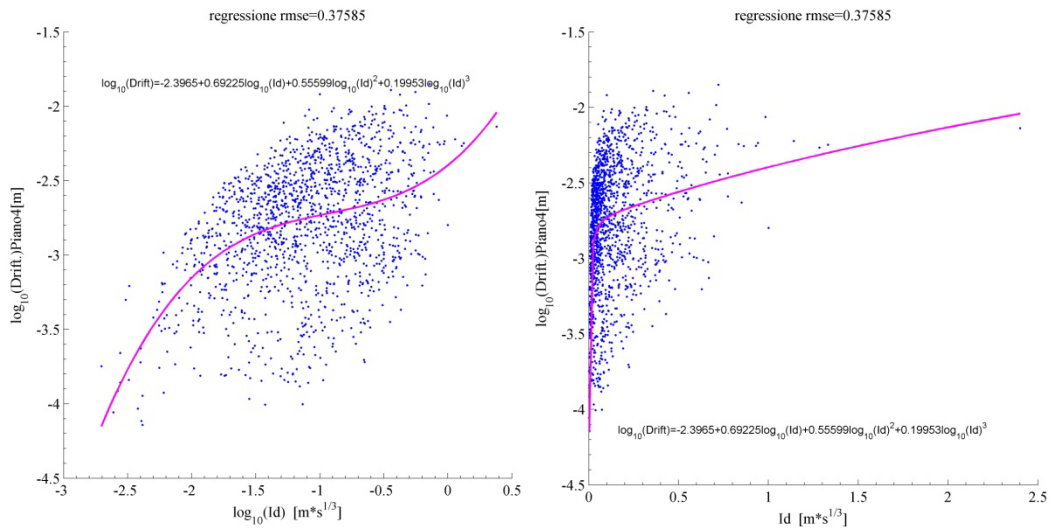
7.45 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



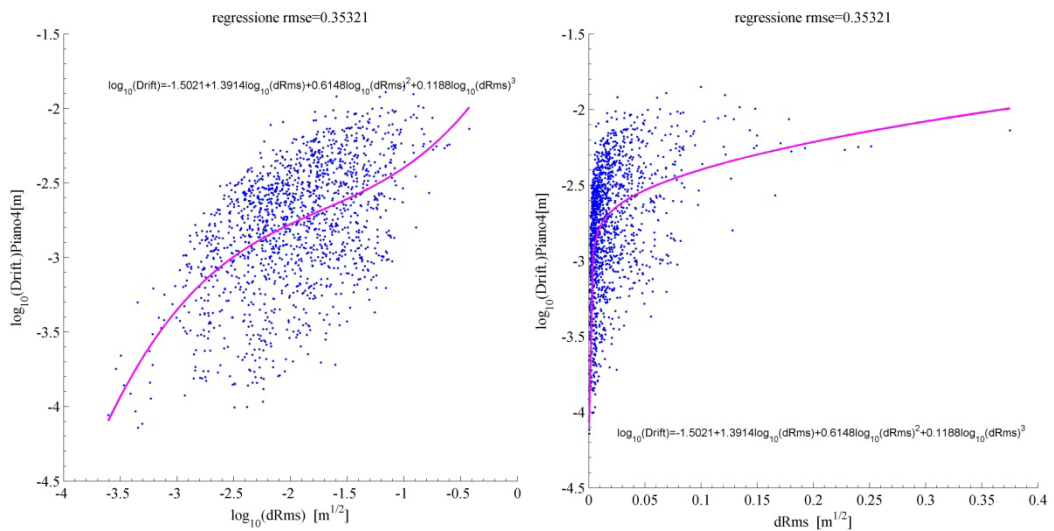
7.46 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



7.47 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dSq



7.48 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id



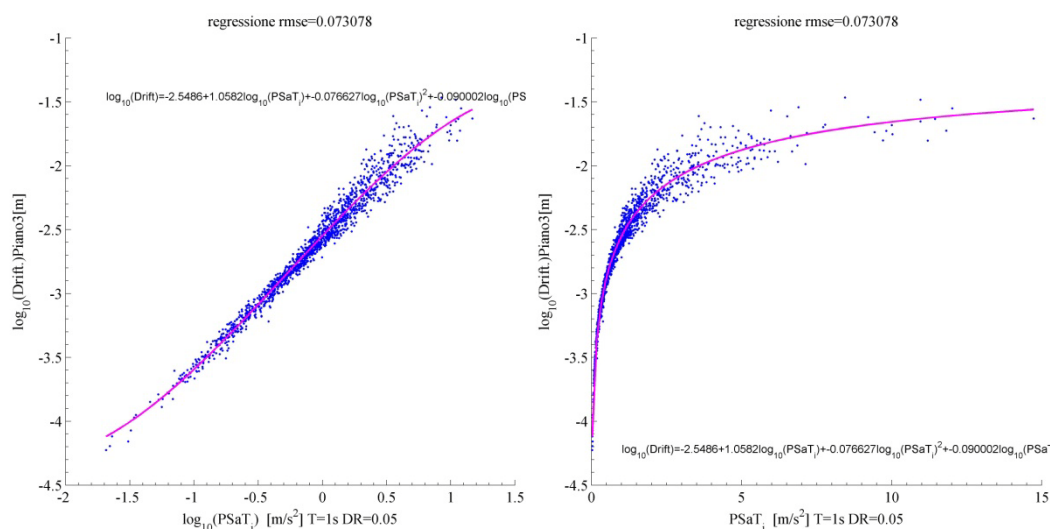
7.49 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRms

7.2.3. Efficienza per telaio a sei piani

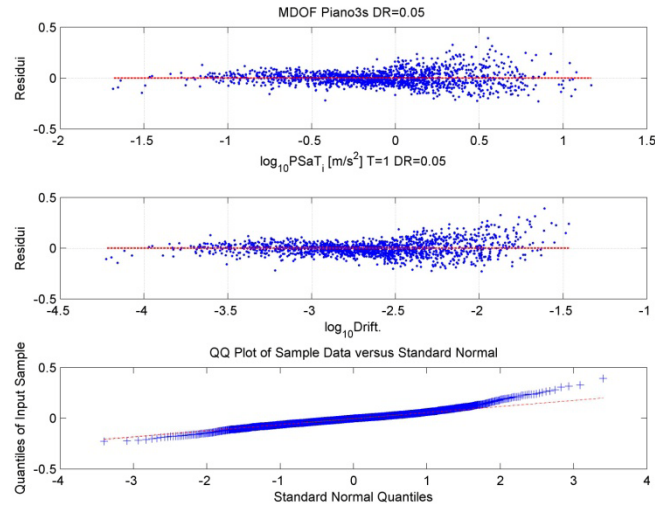
Con riferimento alla figura 7.5 si vede che per il telaio di sei piani i valori più alti, in media, degli spostamenti di interpiano si hanno per il piano 3, mentre i più bassi per il piano 1. Di seguito si riportano le misure con maggiore e minore efficienza per questi due piani.

7.2.3.1. Alta efficienza Piano 3

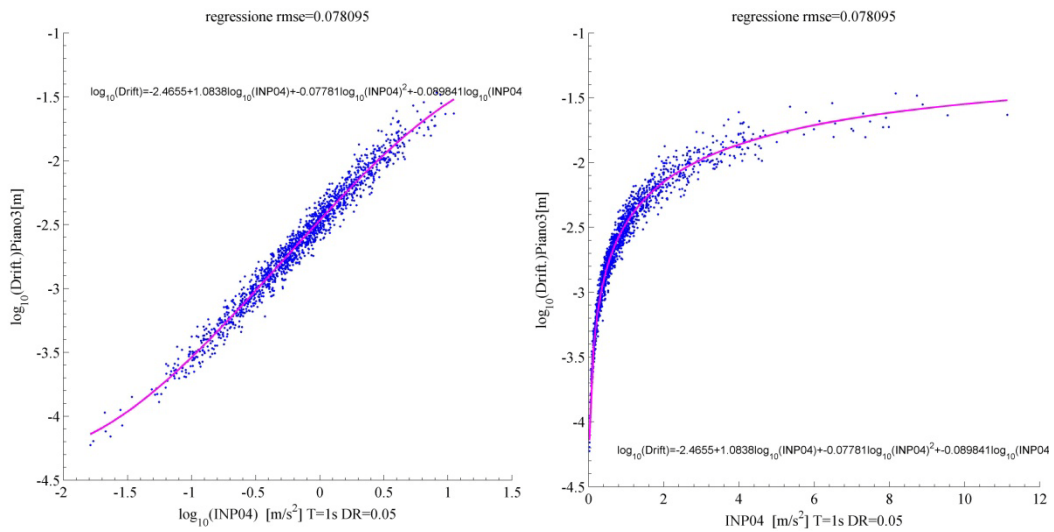
IM	ξ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
PSaT_i	0.05	1	-2.5486	1.0582	-0.0766	-0.0900	0.0731	-2.5614	1.0185	0.0759
INP04	0.05	1	-2.4655	1.0838	-0.0778	-0.0898	0.0781	-2.4769	1.0512	0.0803
SIhkk	0.05	1	-1.4696	0.4507	-0.3829	-0.0787	0.0916	-1.2203	1.0167	0.0933
PSaT_i	0.15	1	-2.3666	1.0037	-0.0947	-0.0638	0.0958	-2.3796	1.0049	0.0970
INP04	0.15	1	-2.2963	1.0300	0.0000	0.0000	0.0993	-2.2963	1.0300	0.0993
EPV	x	x	-1.8260	0.7979	-0.2333	-0.0690	0.1016	-1.7823	1.0097	0.1030
SIm	0.05	0.84	-1.7094	0.8718	-0.2115	-0.0716	0.1029	-1.6823	1.0365	0.1040
SAavg_5	0.05	0.84	-2.4683	1.0762	-0.0575	-0.0760	0.1041	-2.4767	1.0452	0.1052
IMCRr4	0.05	1	-2.4278	1.0687	-0.0714	-0.0793	0.1071	-2.4381	1.0420	0.1084
IMCRr4	0.15	0.84	-2.3444	1.0177	0.0000	0.0000	0.1122	-2.3444	1.0177	0.1122
SIv	0.05	x	-1.6978	1.0606	0.0000	0.0000	0.1193	-1.6978	1.0606	0.1193
INP04	0.05	0.84	-2.5602	1.0429	-0.0648	-0.0696	0.1204	-2.5711	1.0140	0.1215
IMc	0.15	0.84	-2.2779	1.0299	0.0000	0.0000	0.1246	-2.2779	1.0299	0.1246
SIH	0.05	x	-2.0671	1.0778	0.0000	0.0000	0.1329	-2.0671	1.0778	0.1329
IMc	0.05	0.84	-2.4578	1.0333	0.0000	0.0000	0.1356	-2.4578	1.0333	0.1356



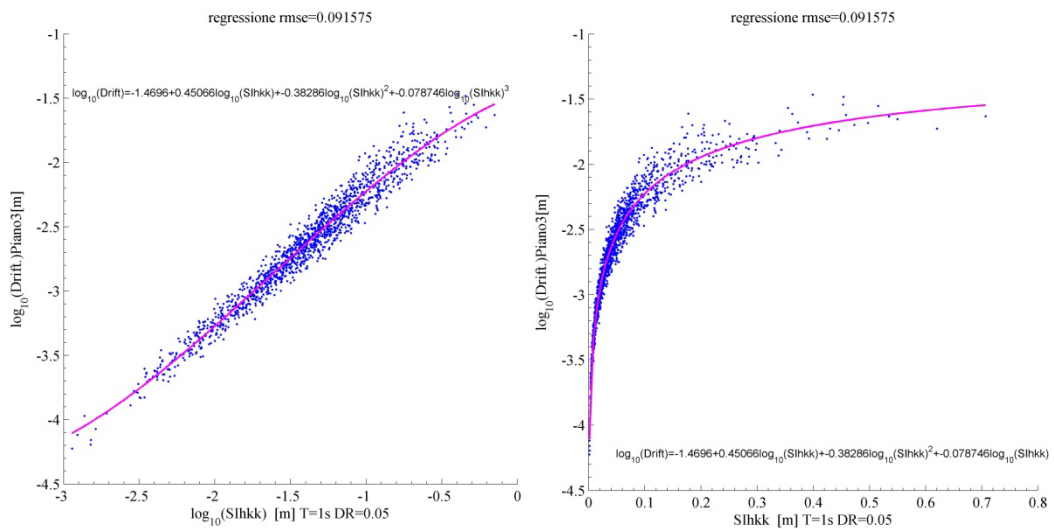
7.50 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di PSaT T=1s DR=0.05



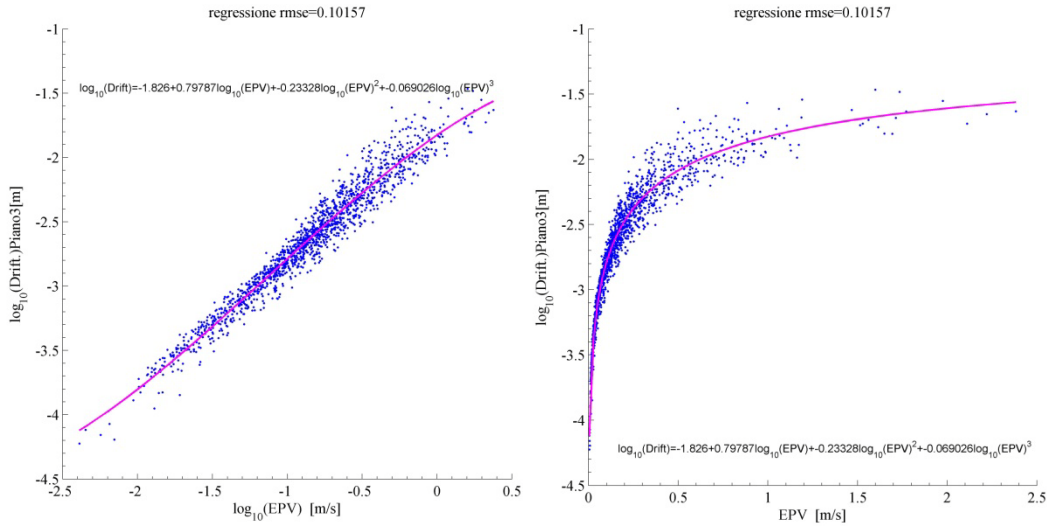
7.51 Residui e QQplot di PSaT T=1s DR=0.05



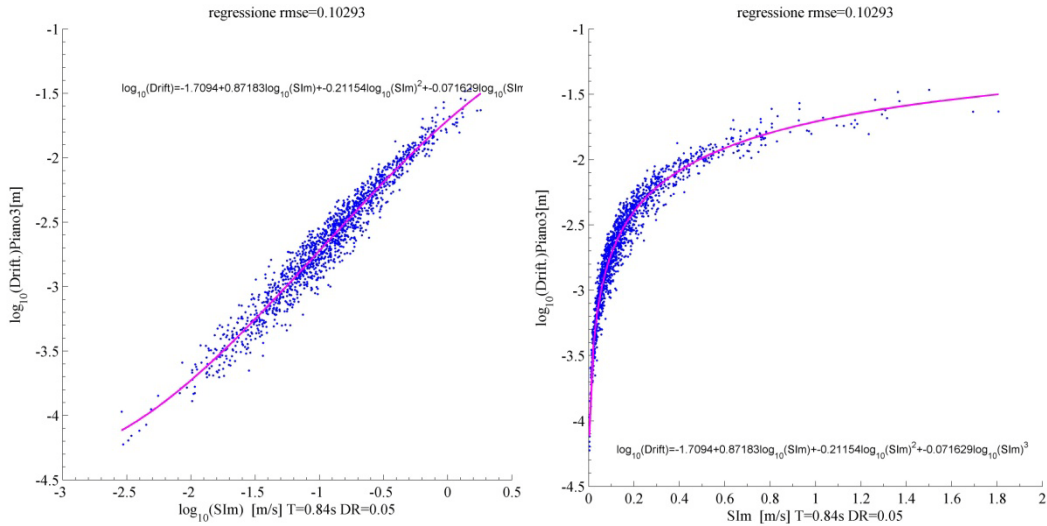
7.52 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=1s DR=0.05



7.53 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHkk T=1s DR=0.05



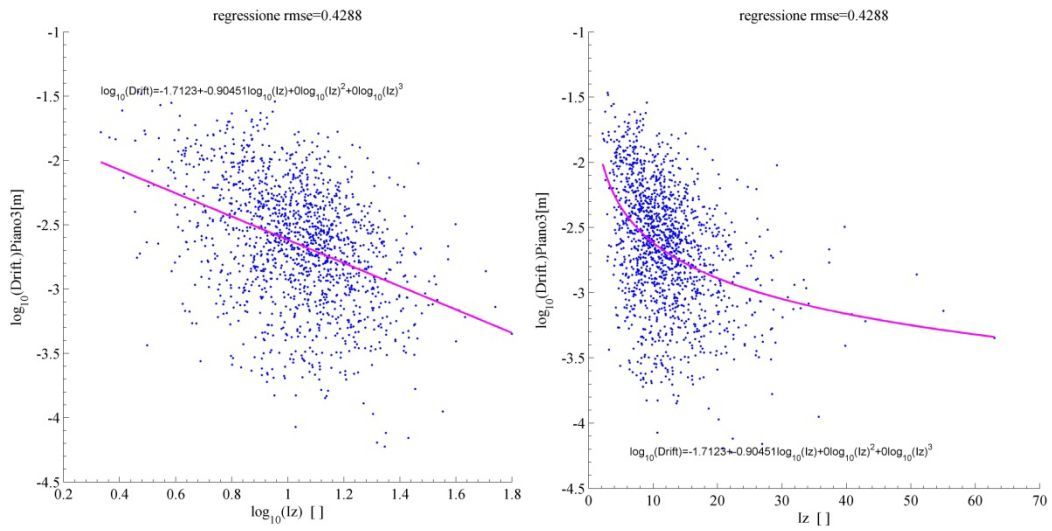
7.54 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di EPV DR=0.05



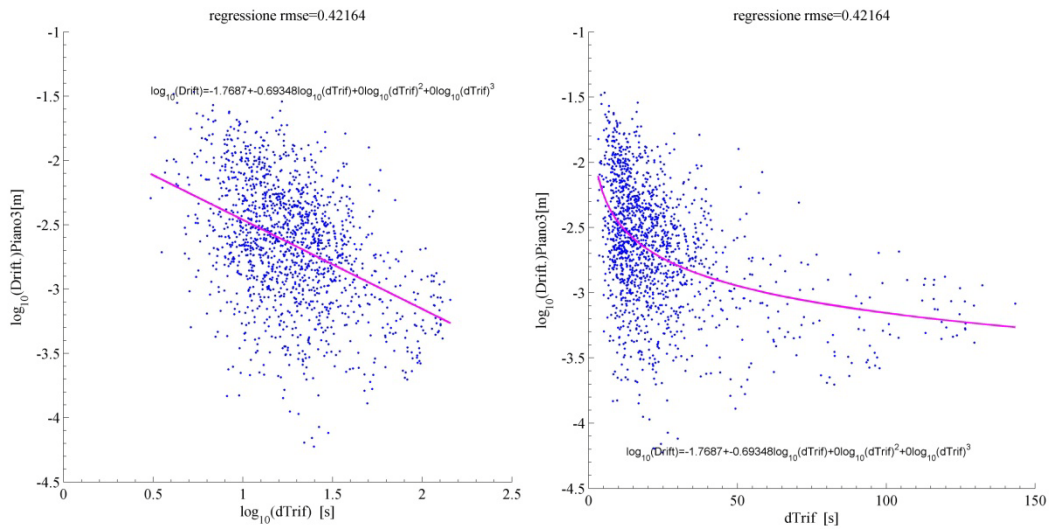
7.55 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIM T=0.84s DR=0.05

7.2.3.2. Bassa efficienza Piano 3

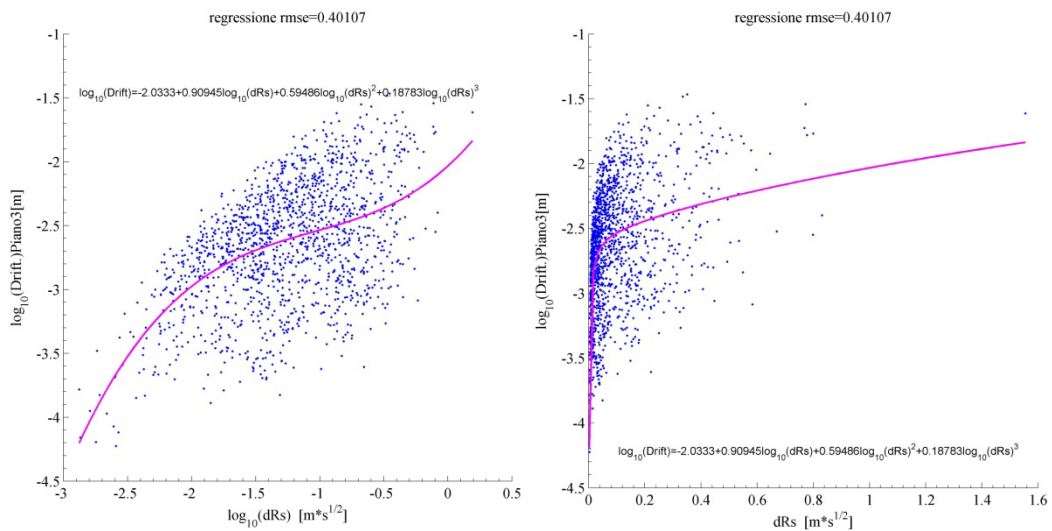
IM	ξ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SIhkk	0.05	0.1	-0.6196	0.6417	0.0000	0.0000	0.3243	-0.6196	0.6417	0.3243
PSaT_i	0.05	0.1	-2.6909	0.5983	0.0000	0.0539	0.3254	-2.6939	0.6403	0.3256
pgd	x	x	-1.4240	1.4926	0.7261	0.1731	0.3641	-1.7207	0.6050	0.3680
Pd	x	x	-0.9354	0.9240	0.2009	0.0191	0.3670	-1.5295	0.2852	0.3714
dRms	x	x	-0.9354	1.8481	0.8037	0.1530	0.3670	-1.5295	0.5703	0.3714
Id	x	x	-2.1093	0.8257	0.5692	0.2095	0.3935	-2.1050	0.4883	0.4009
dSq	x	x	-2.0333	0.4547	0.1487	0.0235	0.4011	-2.0804	0.2243	0.4077
dRs	x	x	-2.0333	0.9095	0.5949	0.1878	0.4011	-2.0804	0.4486	0.4077
dTrif	x	x	-1.7687	-0.6935	0.0000	0.0000	0.4216	-1.7687	-0.6935	0.4216
Iz	x	x	-1.7123	-0.9045	0.0000	0.0000	0.4288	-1.7123	-0.9045	0.4288



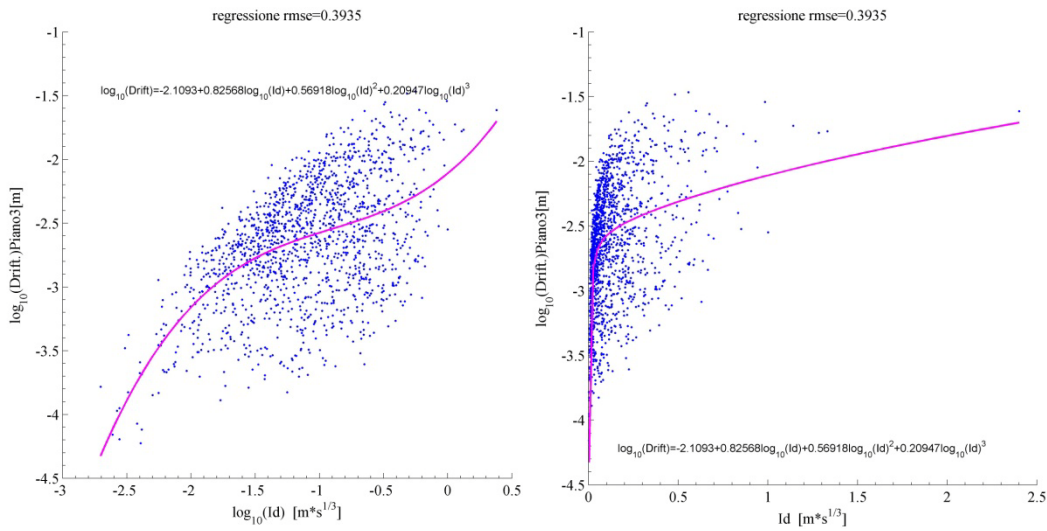
7.56 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



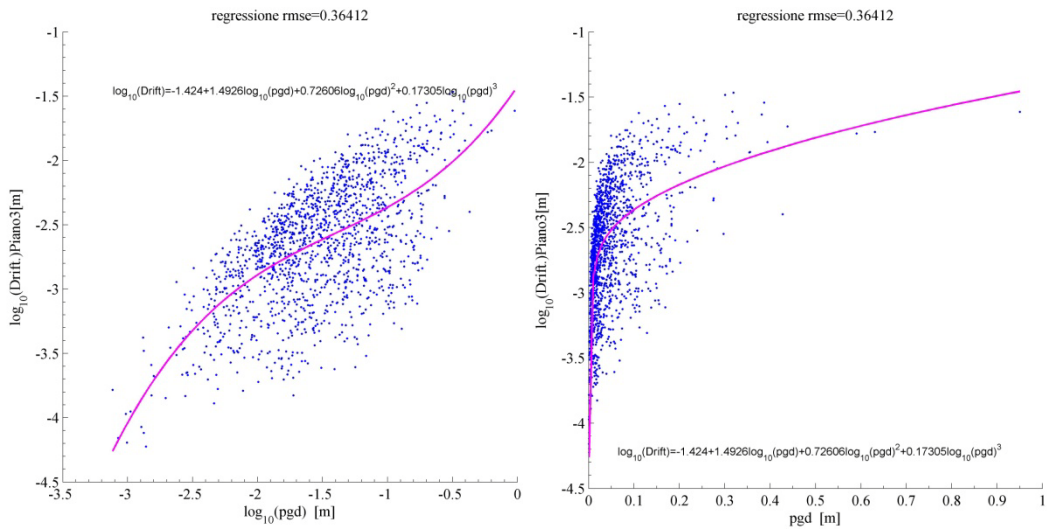
7.57 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif



7.58 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



7.59 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id

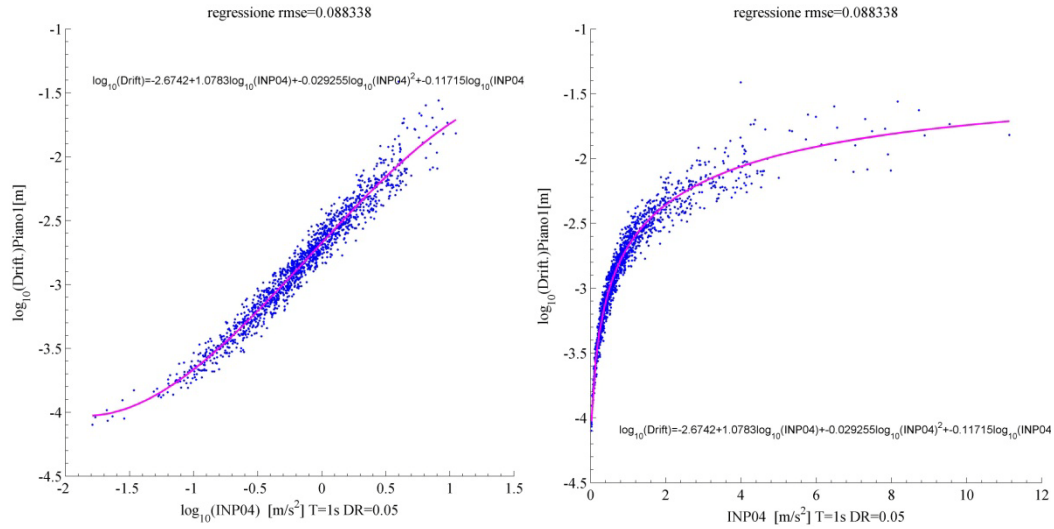


7.60 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd

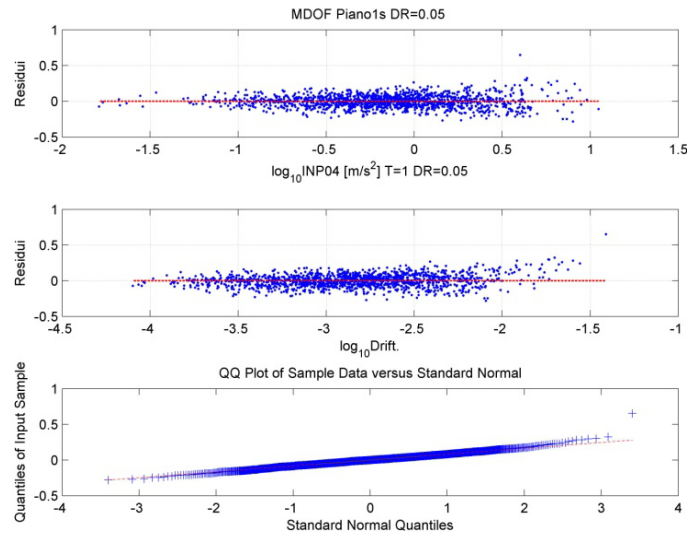
7.2.3.3. Alta efficienza Piano 1

IM	ζ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
INP04	0.05	1	-2.6742	1.0783	-0.0293	-0.1172	0.0883	-2.6786	1.0042	0.0936
PSaT_i	0.05	1	-2.7554	1.0477	-0.0344	-0.1284	0.0914	-2.7595	0.9703	0.0960
SIm	0.05	0.84	-1.9018	0.9056	-0.2132	-0.0947	0.1056	-1.9179	0.9918	0.1101
SIhkk	0.05	1	-1.7162	0.3262	-0.5095	-0.1208	0.1070	-1.4827	0.9680	0.1100
SAavg_5	0.05	0.84	-2.6781	1.0704	0.0000	-0.0963	0.1087	-2.6783	0.9993	0.1126
IMCRr4	0.05	1	-2.6397	1.0676	0.0000	-0.0880	0.1099	-2.6412	0.9970	0.1140
EPV	x	x	-2.0344	0.7757	-0.2919	-0.1119	0.1131	-2.0165	0.9628	0.1152
IMCRr4	0.15	0.84	-2.5420	1.0254	-0.0511	-0.0916	0.1174	-2.5520	0.9722	0.1198
SIv	0.05	x	-1.9080	0.9799	-0.1589	-0.0818	0.1199	-1.9322	1.0155	0.1225

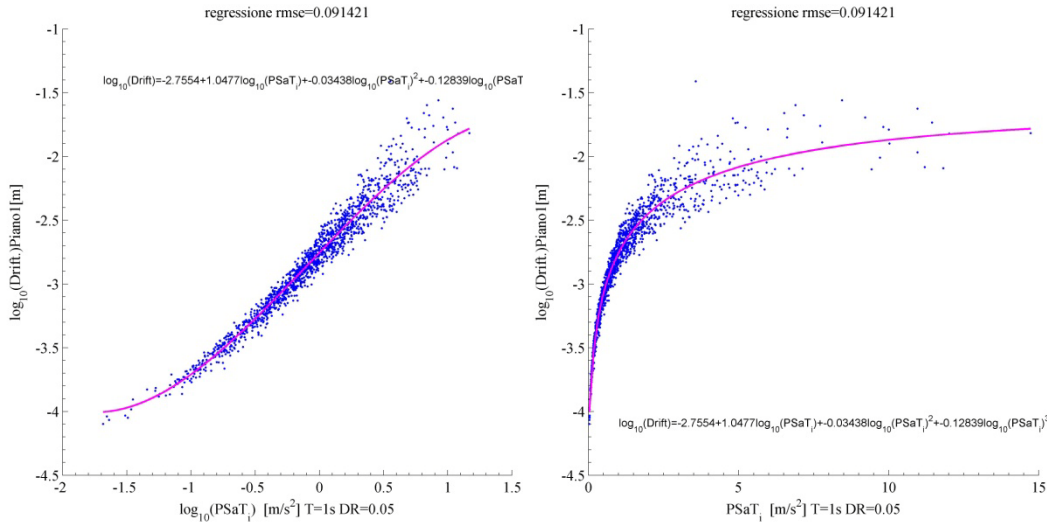
IMCRr4	0.05	0.84	-2.7266	1.0476	0.0000	-0.0995	0.1218	-2.7256	0.9787	0.1247
INP04	0.05	0.84	-2.7703	1.0265	0.0000	-0.0942	0.1303	-2.7688	0.9657	0.1321
SIH	0.05	x	-2.2650	1.1130	0.0000	-0.0504	0.1303	-2.2850	1.0335	0.1327
IMc	0.05	1	-2.5617	1.0756	0.0000	-0.0735	0.1318	-2.5660	1.0093	0.1349
IMc	0.05	0.84	-2.6595	1.0462	0.0000	-0.0779	0.1374	-2.6602	0.9877	0.1395
IMSRr6	0.15	0.84	-2.4103	1.0294	-0.0821	-0.0906	0.1378	-2.4253	0.9946	0.1397



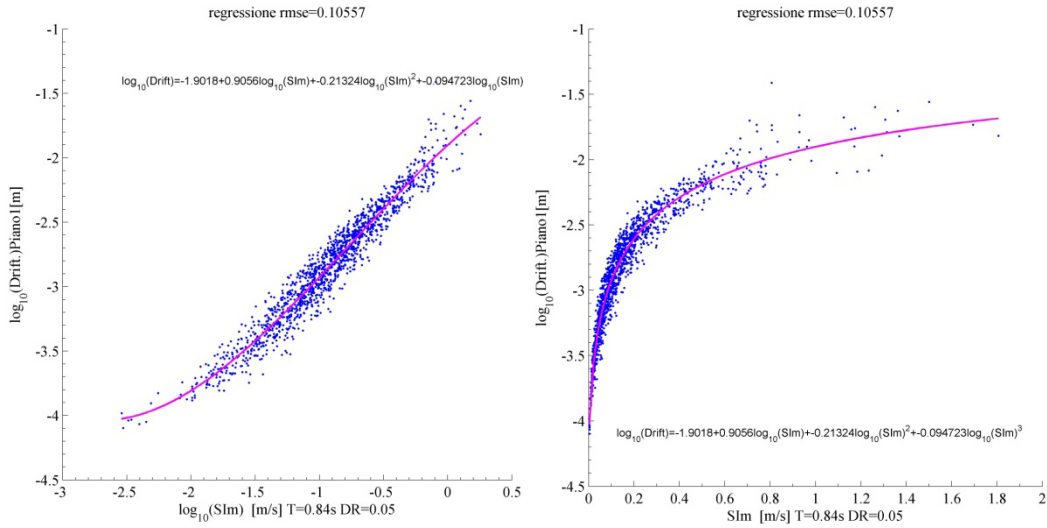
7.61 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=1s DR=0.05



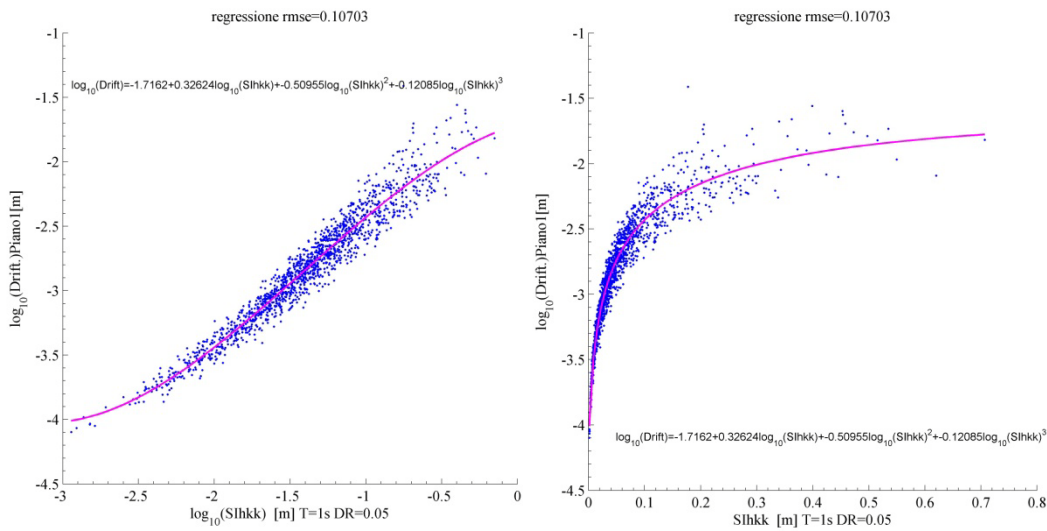
7.62 Residui e QQplot di INP04 T=1s DR=0.05



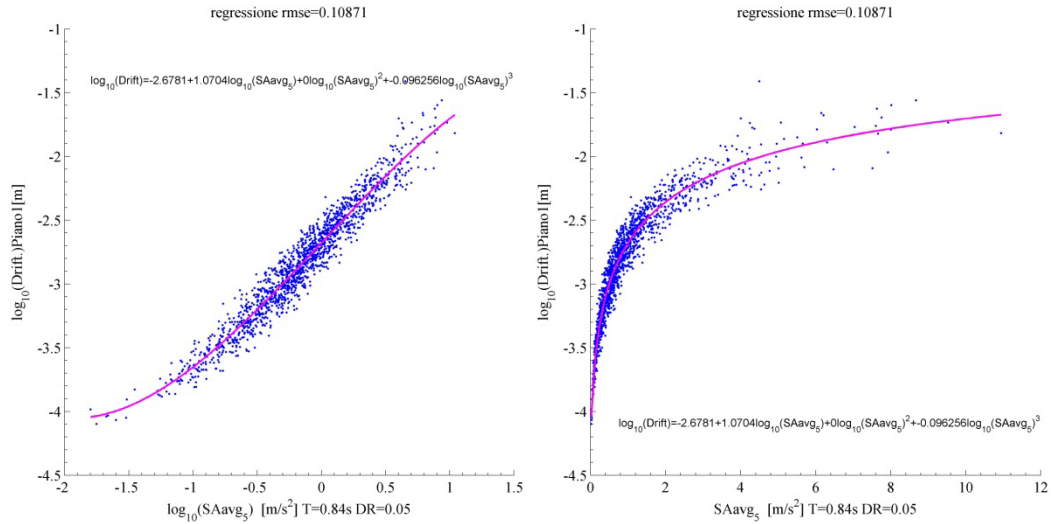
7.63 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di PSaT T=1s DR=0.05



7.64 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIm T=0.84s DR=0.05



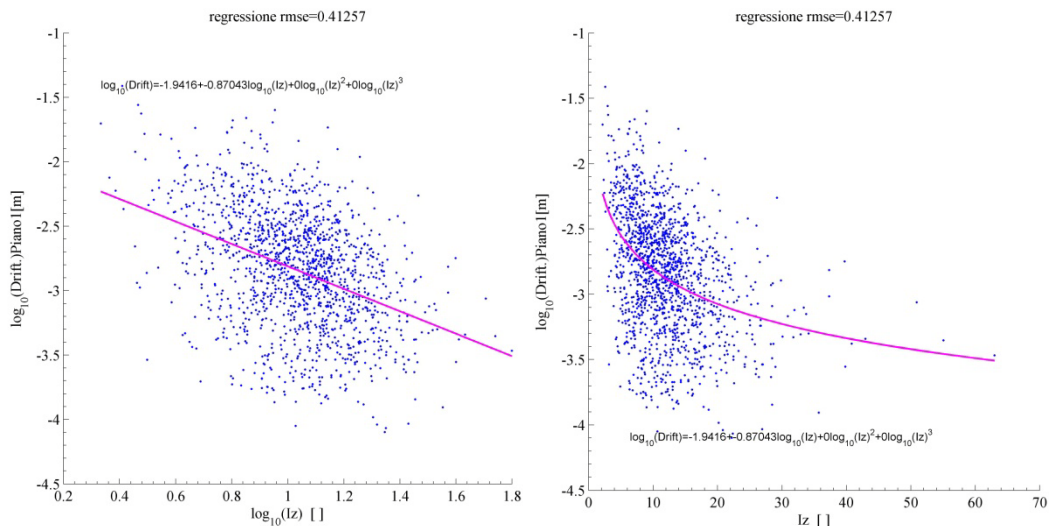
7.65 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIHkk T=1s DR=0.05



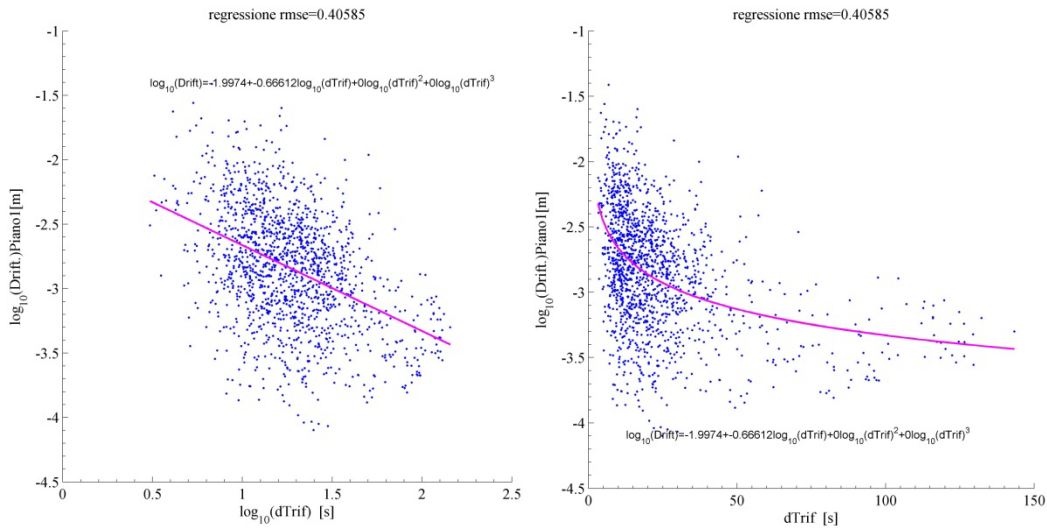
7.66 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.84s DR=0.05

7.2.3.4. Bassa efficienza Piano 1

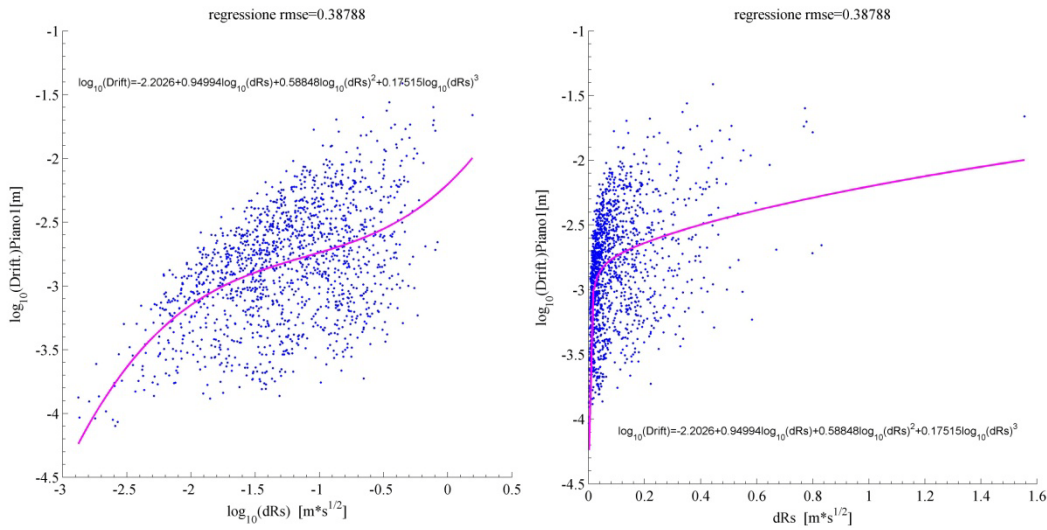
IM	ξ	T(IM)	Stepwise quattro parametri					Modello due parametri		
			a	b1	b2	b3	rmse	a	b	rmse
SIhkk	0.05	0.1	1.4870	2.8229	0.6653	0.0653	0.3120	-0.8926	0.6167	0.3124
PSaT_i	0.05	0.1	-2.8831	0.5716	0.0000	0.0562	0.3134	-2.8861	0.6154	0.3136
pgd	x	x	-1.5389	1.6182	0.7620	0.1686	0.3517	-1.9504	0.5817	0.3542
Pd	x	x	-1.0469	0.9602	0.1992	0.0179	0.3550	-1.7673	0.2740	0.3576
dRms	x	x	-1.0469	1.9204	0.7966	0.1431	0.3550	-1.7673	0.5480	0.3576
Id	x	x	-2.2744	0.8976	0.5911	0.2010	0.3806	-2.3199	0.4696	0.3858
dSq	x	x	-2.2026	0.4750	0.1471	0.0219	0.3879	-2.2966	0.2156	0.3925
dRs	x	x	-2.2026	0.9499	0.5885	0.1752	0.3879	-2.2966	0.4311	0.3925
dTrif	x	x	-1.9974	-0.6661	0.0000	0.0000	0.4059	-1.9974	-0.6661	0.4059
Iz	x	x	-1.9416	-0.8704	0.0000	0.0000	0.4126	-1.9416	-0.8704	0.4126



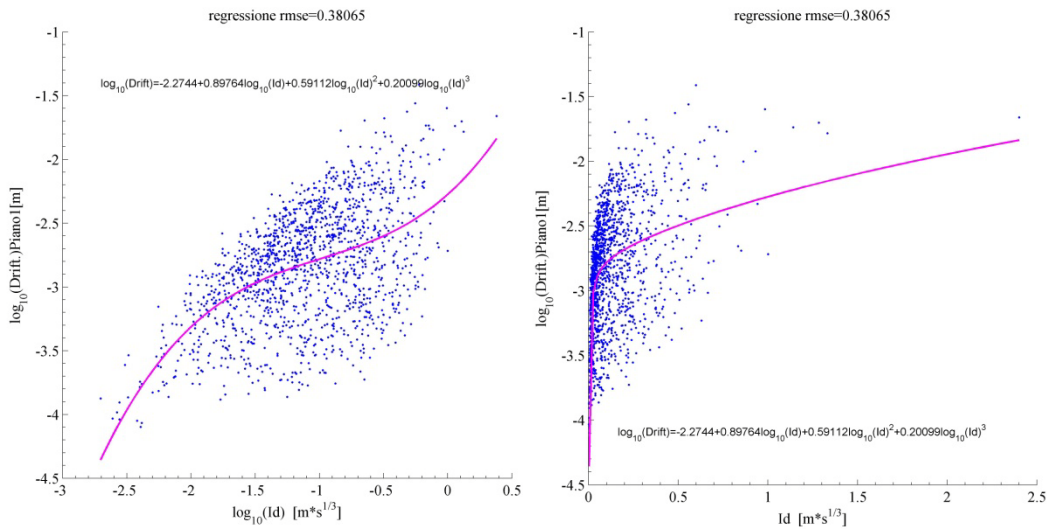
7.67 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



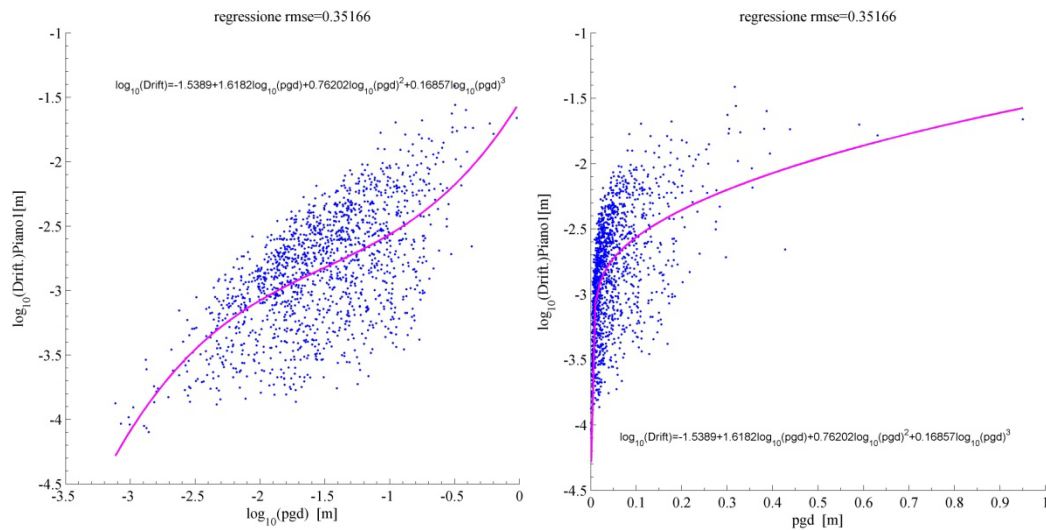
7.68 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif



7.69 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



7.70 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id



7.71 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd

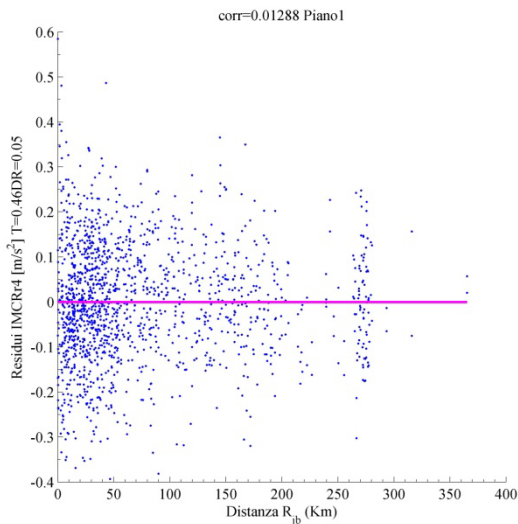
7.3. Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla distanza Rjb

Per valutare la sufficienza delle misure studiate nei confronti della distanza dal campo di rottura e della magnitudo, si procede come nel capitolo precedente, ovvero si effettuano delle regressioni tra le due grandezze caratteristiche del terremoto e i residui derivanti dallo studio dell'efficienza precedentemente condotto, allo scopo di individuare un legame di causa effetto tra essi.

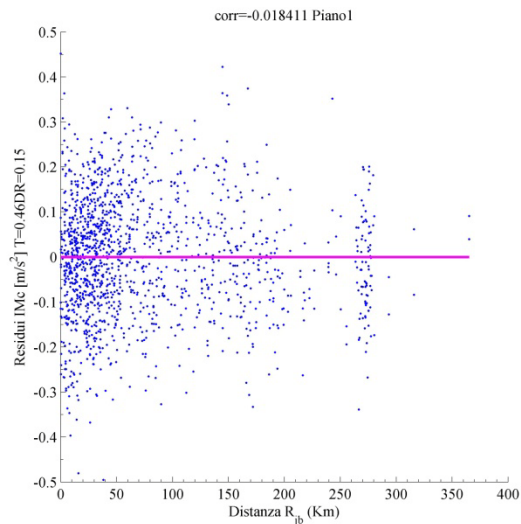
7.3.1. Sufficienza per telaio a due piani

7.3.1.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 1

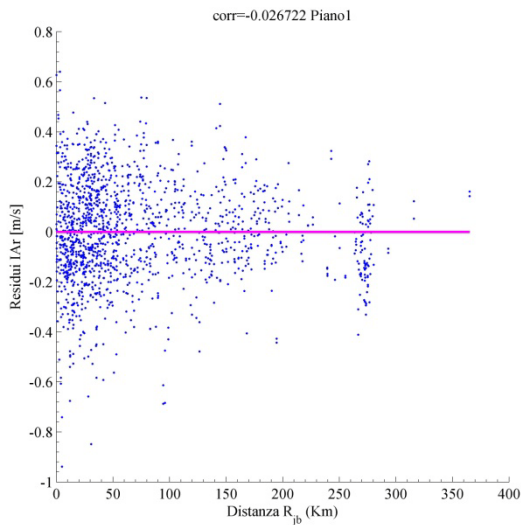
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMCRr4	0.05	0.46	0	0	0.618179	0.01288
IMc	0.15	0.46	0	0	0.476148	-0.01841
IAr	x	x	0	0	0.30101	-0.02672
Ia	x	x	0	0	0.252197	0.029583
PSvT_i	0.05	0.46	0	0	0.221676	0.031573
aSq	x	x	0	0	0.184729	-0.03426
PSaT_i	0.05	0.1	0	0	0.106848	0.041652
PSaT_i	0.05	0.46	0	0	0.088073	0.044055



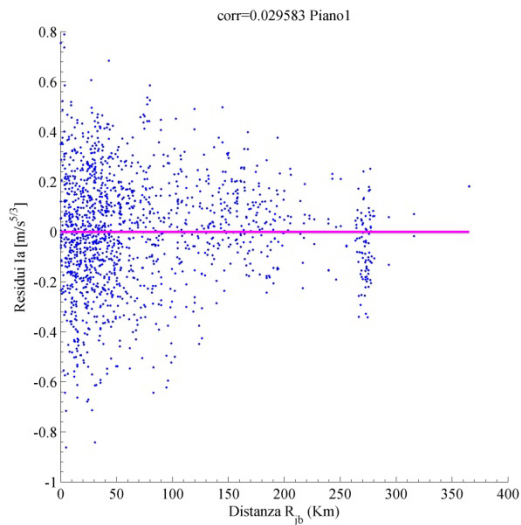
7.72 Residui-Rjb IMCRr4 T=0.46s DR=0.05



7.73 Residui-Rjb IMc T=0.46s DR=0.15



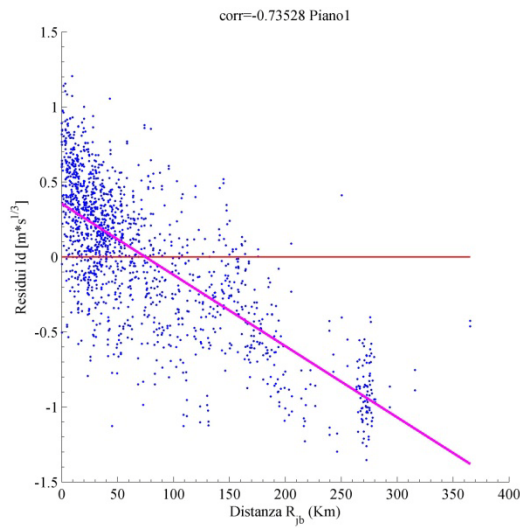
7.74 Residui-Rjb IAr



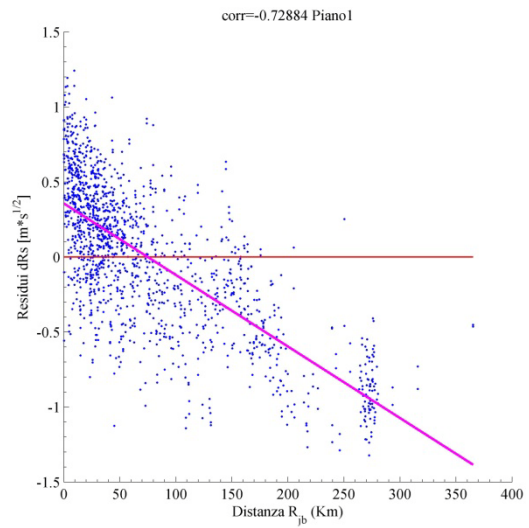
7.75 Residui-Rjb Ia

7.3.1.2. *Misure insufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 1*

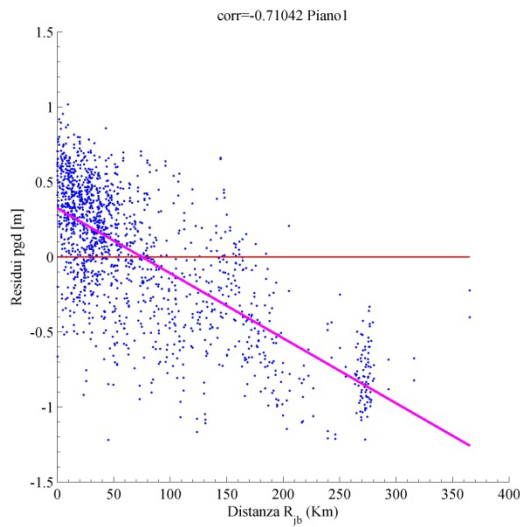
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMSRr6	0.05	2	0.247779	-0.00332	0	-0.63012
PDe	x	x	0.179799	-0.00241	0	-0.63383
vRs	x	x	0.21866	-0.00293	0	-0.63778
Iv	x	x	0.216987	-0.0029	0	-0.65672
dRms	x	x	0.315433	-0.00422	0	-0.68987
pgd	x	x	0.323745	-0.00433	0	-0.71042
dRs	x	x	0.356324	-0.00477	0	-0.72884
Id	x	x	0.354912	-0.00475	0	-0.73528



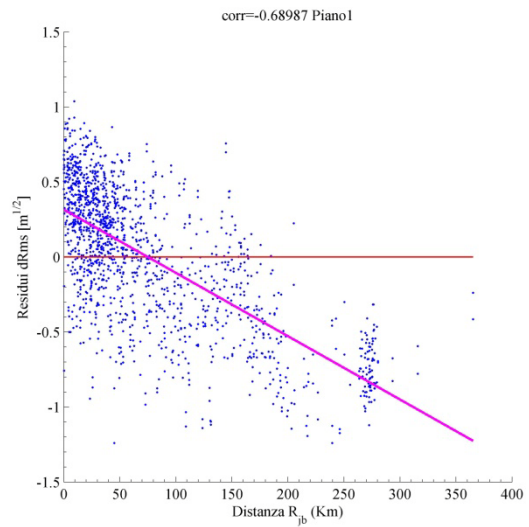
7.76 Residui-Rjb Id



7.77 Residui-Rjb dRs



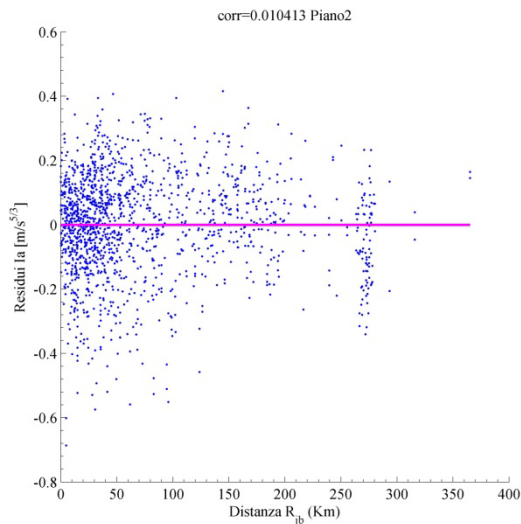
7.78 Residui-Rjb pgd



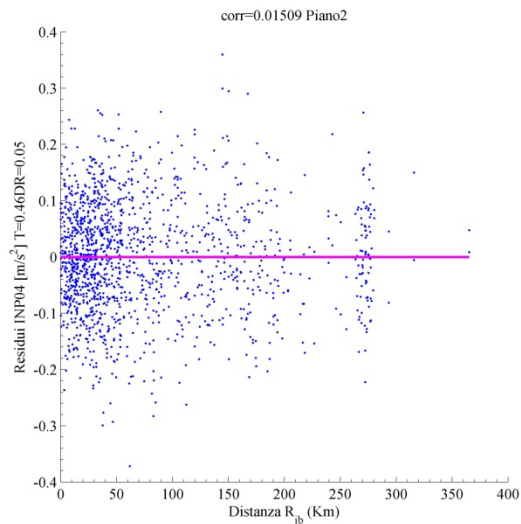
7.79 Residui-Rjb dRms

7.3.1.3. Misure sufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 2

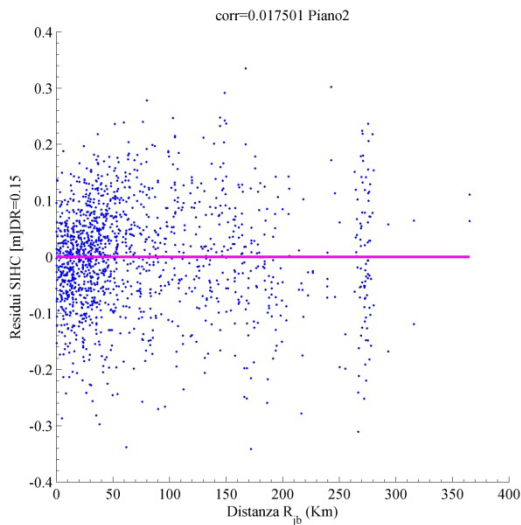
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Ia	x	x	0	0	0.686965	0.010413
INP04	0.05	0.46	0	0	0.559223	0.01509
SIHC	0.15	x	0	0	0.498227	0.017501
PSaT_i	0.05	0.46	0	0	0.287989	0.027452
IMCRr4	0.15	0.46	0	0	0.162164	-0.03611
Ic	x	x	-0.00702	0.000094	0.047327	0.051219
PSaT_i	0.05	0.1	-0.01447	0.000194	0.008774	0.067646
aSq	x	x	0.01036	-0.00014	0.004447	-0.07341



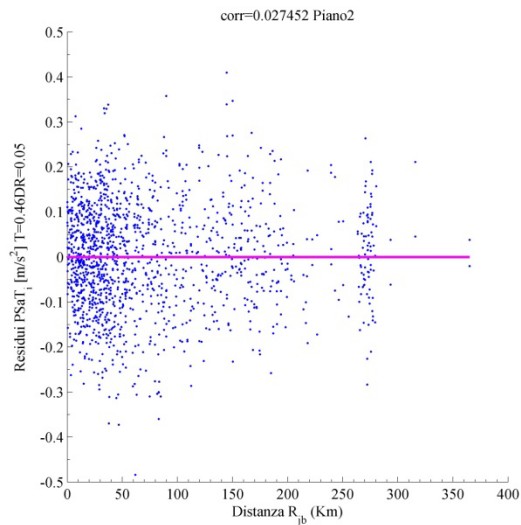
7.80 Residui-Rjb Ia



7.81 Residui-Rjb INP04 T=0.46s DR=0.05



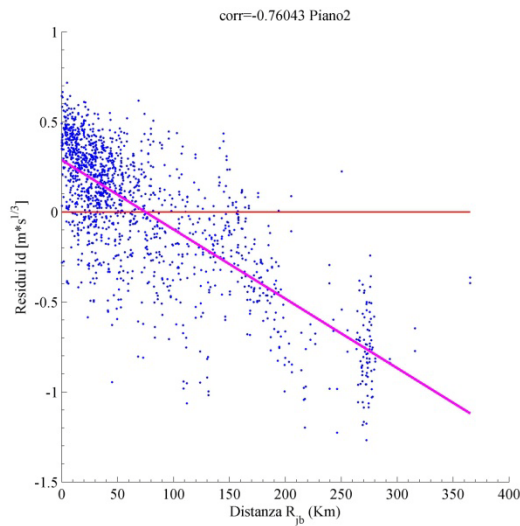
7.82 Residui-Rjb SIHC DR=0.15



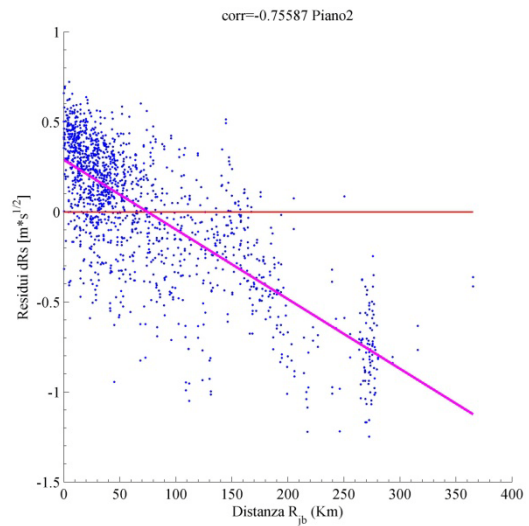
7.83 Residui-Rjb PSaT T=0.46s DR=0.05

7.3.1.4. *Misure insufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 2*

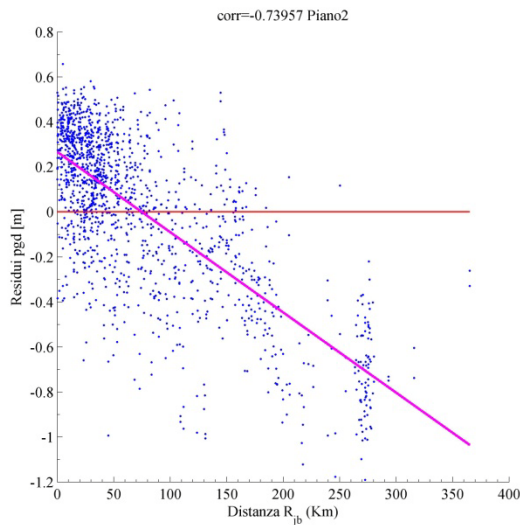
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMSRr6	0.05	2	0.21308	-0.00285	0	-0.66625
vSq	x	x	0.19066	-0.00255	0	-0.67885
PDe	x	x	0.159333	-0.00213	0	-0.679
Iv	x	x	0.190308	-0.00255	0	-0.69585
dRms	x	x	0.261625	-0.0035	0	-0.72518
pgd	x	x	0.266456	-0.00357	0	-0.73957
dRs	x	x	0.289104	-0.00387	0	-0.75587
Id	x	x	0.287903	-0.00385	0	-0.76043



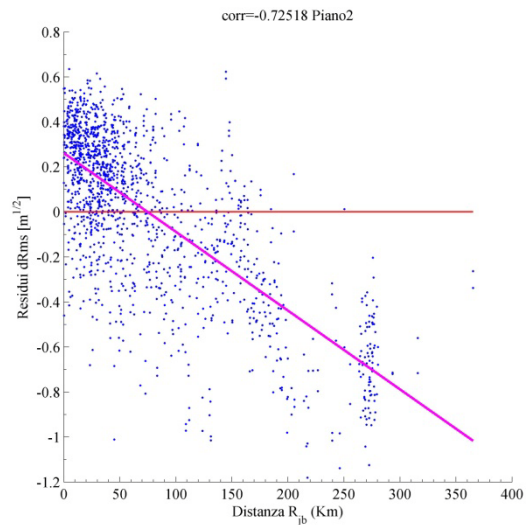
7.84 Residui-Rjb Id



7.85 Residui-Rjb dRs



7.86 Residui-Rjb pgs

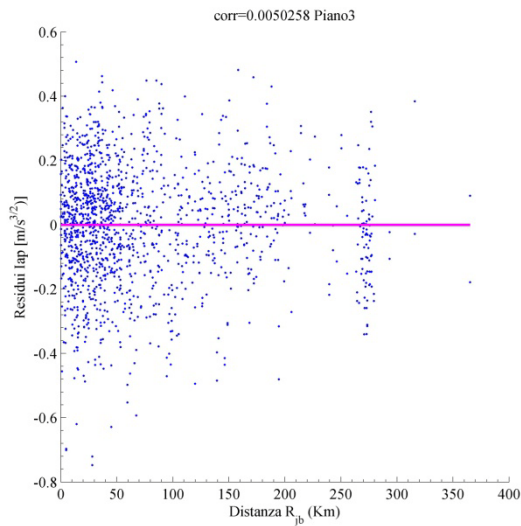


7.87 Residui-Rjb dRms

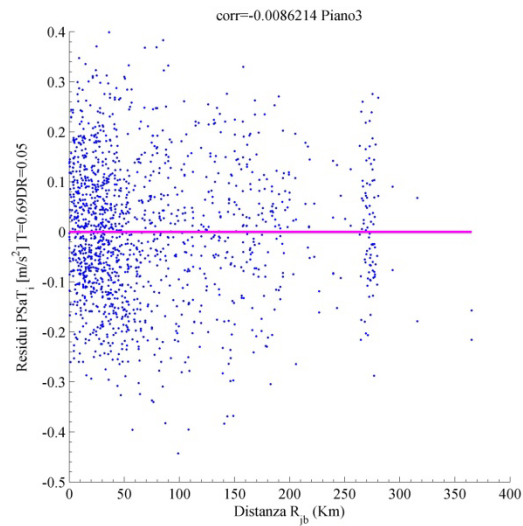
7.3.2. Sufficienza per telaio a quattro piani

7.3.2.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 3

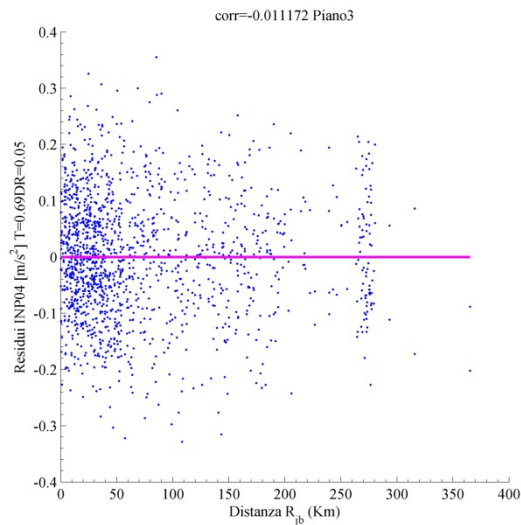
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iap	x	x	0	0	0.845795	0.005026
PSaT_i	0.05	0.69	0	0	0.738656	-0.00862
INP04	0.05	0.69	0	0	0.665487	-0.01117
IMCRr4	0.15	0.69	0	0	0.631119	-0.01241
IMSRr6	0.05	0.5	0	0	0.362767	0.023515
SIhkk	0.05	0.69	0	0	0.080559	0.045134
IAr	x	x	0	0	0.078988	0.045369
SIa	0.05	x	-0.01703	0.000228	0.017542	0.061319



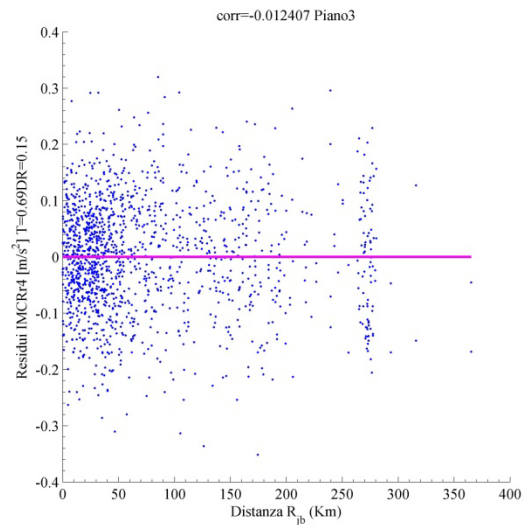
7.88 Residui-Rjb Iap



7.89 Residui-Rjb PSaT T=0.69s DR=0.05



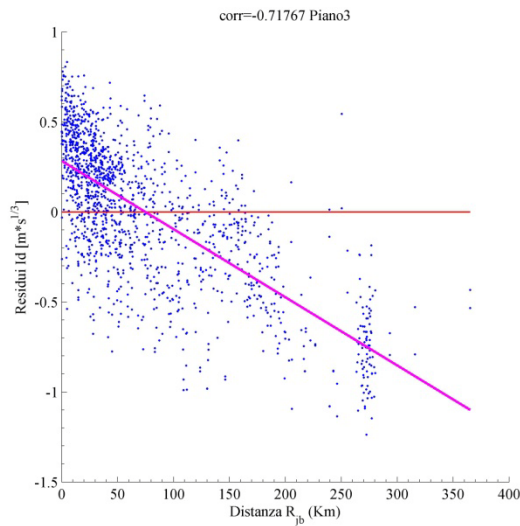
7.90 Residui-Rjb INP04 T=0.69s DR=0.05



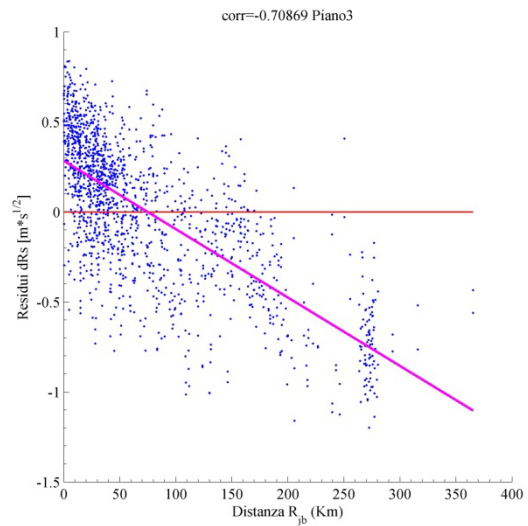
7.91 Residui-Rjb IMCRr4 T=0.69s DR=0.15

7.3.2.2. *Misure insufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 3*

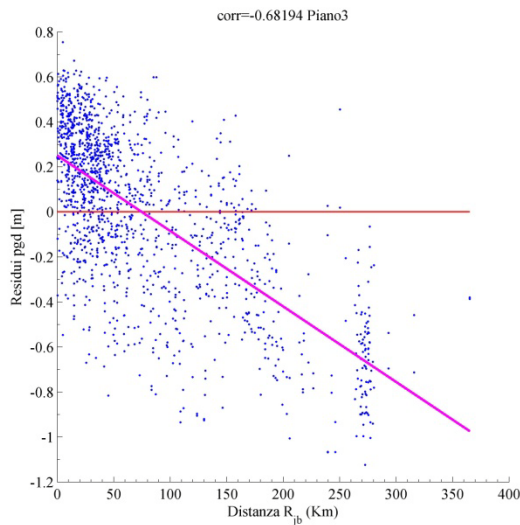
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iz	x	x	0.229035	-0.00307	0	-0.55251
PDe	x	x	0.129845	-0.00174	0	-0.57448
vRs	x	x	0.158502	-0.00212	0	-0.59831
Iv	x	x	0.159332	-0.00213	0	-0.61481
dRms	x	x	0.243976	-0.00327	0	-0.66035
pgd	x	x	0.250689	-0.00336	0	-0.68194
dRs	x	x	0.283861	-0.0038	0	-0.70869
Id	x	x	0.282897	-0.00379	0	-0.71767



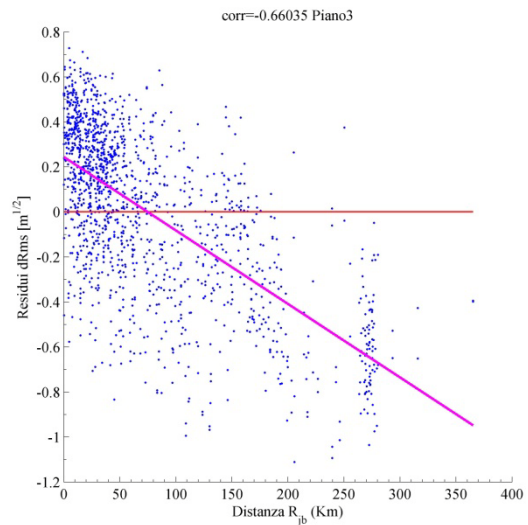
7.92 Residui-Rjb Id



7.93 Residui-Rjb dRs



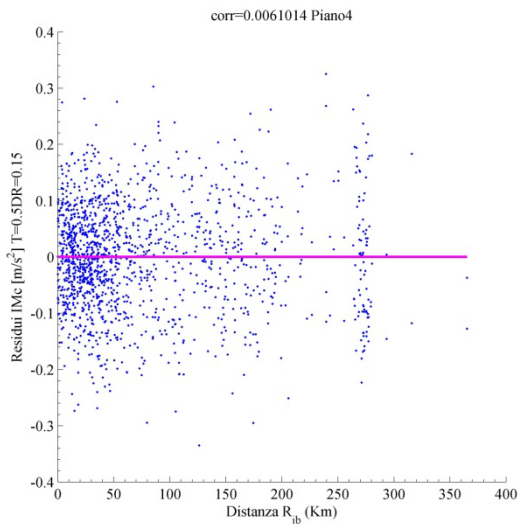
7.94 Residui-Rjb pgd



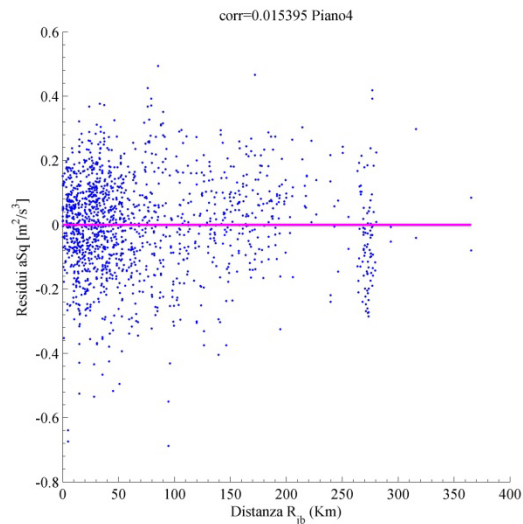
7.95 Residui-Rjb dRms

7.3.2.3. *Misure sufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 4*

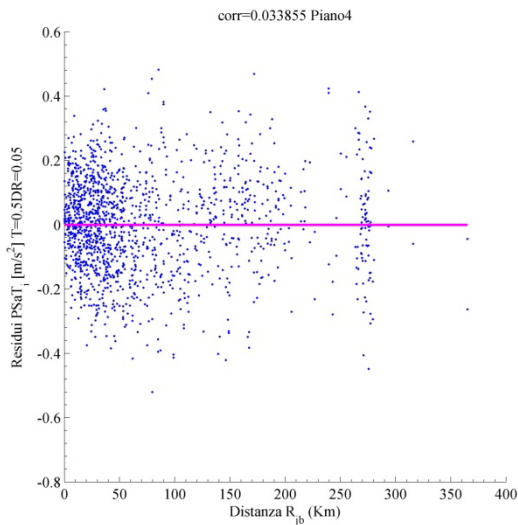
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMc	0.15	0.5	0	0	0.813346	0.006101
aSq	x	x	0	0	0.551331	0.015395
PSaT_i	0.05	0.5	0	0	0.190037	0.033855
IMCRr4	0.05	0.5	0	0	0.086514	0.044273
INP04	0.05	0.5	-0.00668	0.000089	0.023811	0.058356
SIhkk	0.15	0.69	0.005463	-7.3E-05	0.020438	-0.05985
Ia	x	x	-0.01044	0.00014	0.019859	0.06013
Iap	x	x	0.009865	-0.00013	0.009528	-0.06692



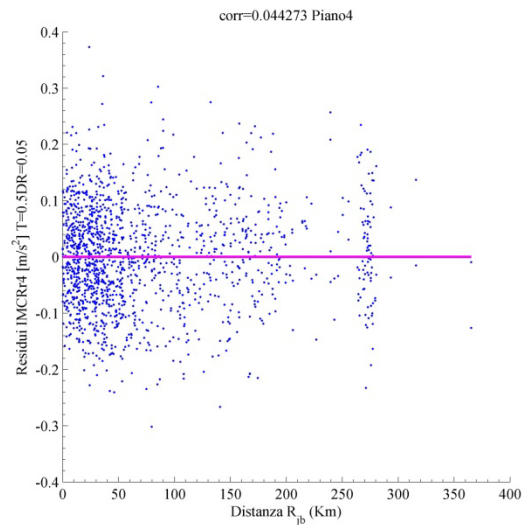
7.96 Residui-Rjb IMc T=0.5s DR=0.15



7.97 Residui-Rjb asq



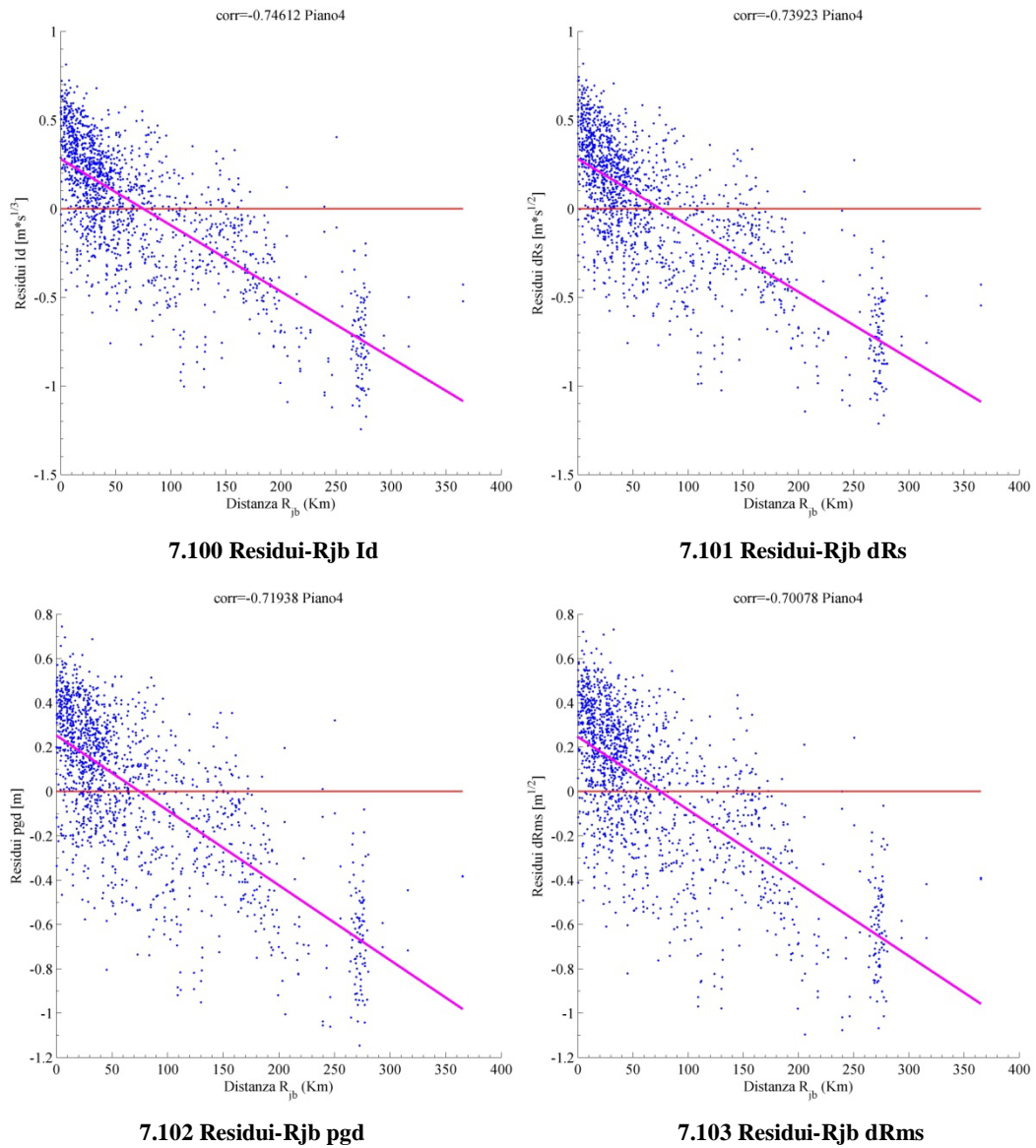
7.98 Residui-Rjb PSaT T=0.5s DR=0.05



7.99 Residui-Rjb IMCRr4 T=0.5s DR=0.05

7.3.2.4. *Misure insufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 4*

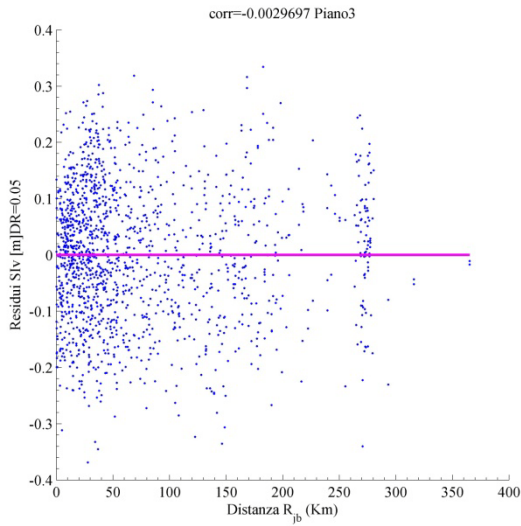
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iz	x	x	0.232184	-0.00311	0	-0.59971
PDe	x	x	0.140153	-0.00188	0	-0.64312
vRs	x	x	0.169161	-0.00226	0	-0.65205
Iv	x	x	0.169844	-0.00227	0	-0.67068
dRms	x	x	0.24654	-0.0033	0	-0.70078
pgd	x	x	0.252594	-0.00338	0	-0.71938
dRs	x	x	0.280287	-0.00375	0	-0.73923
Id	x	x	0.279315	-0.00374	0	-0.74612



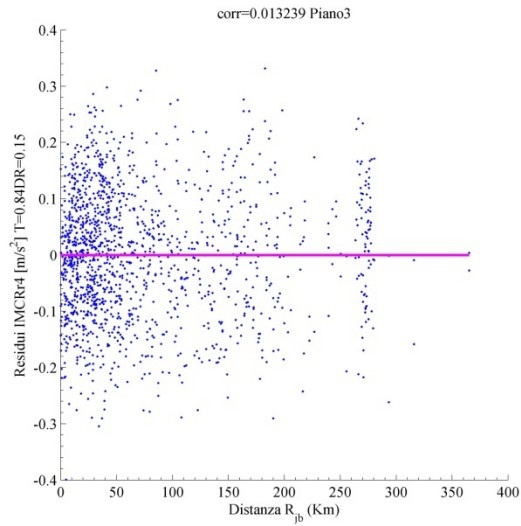
7.3.3. Sufficienza per telaio a sei piani

7.3.3.1. Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb} . Piano 3

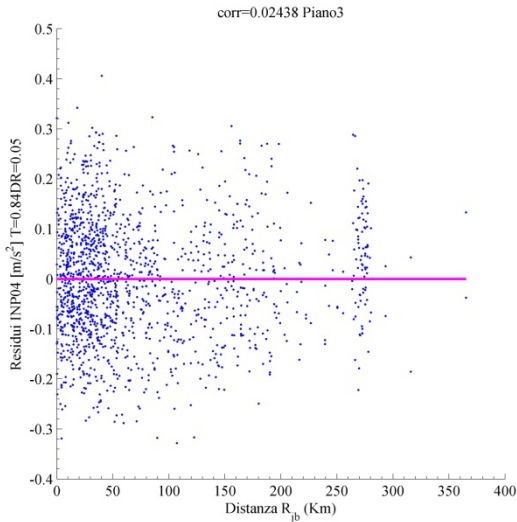
IM	ζ	$T(IM)$	a	b	p-value	r
SIv	0.05	x	0	0	0.908508	-0.00297
IMCRR4	0.15	0.84	0	0	0.608419	0.013239
INP04	0.05	0.84	0	0	0.34539	0.02438
SIH	0.15	x	0	0	0.343398	-0.02448
PSaT_i	0.05	0.84	0	0	0.24469	0.030056
Iap	x	x	-0.01237	0.000166	0.029413	0.056236
SIa	0.05	x	-0.01889	0.000253	0.022533	0.0589
Ia	x	x	-0.02373	0.000318	0.000404	0.091217



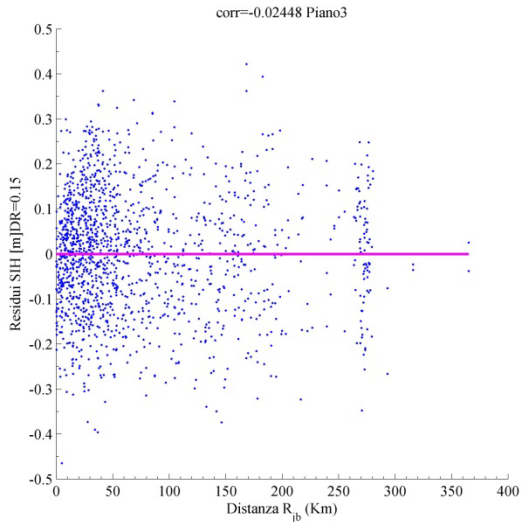
7.104 Residui-Rjb SIv



7.105 Residui-Rjb IMCRr4 T=0.84s DR=0.15



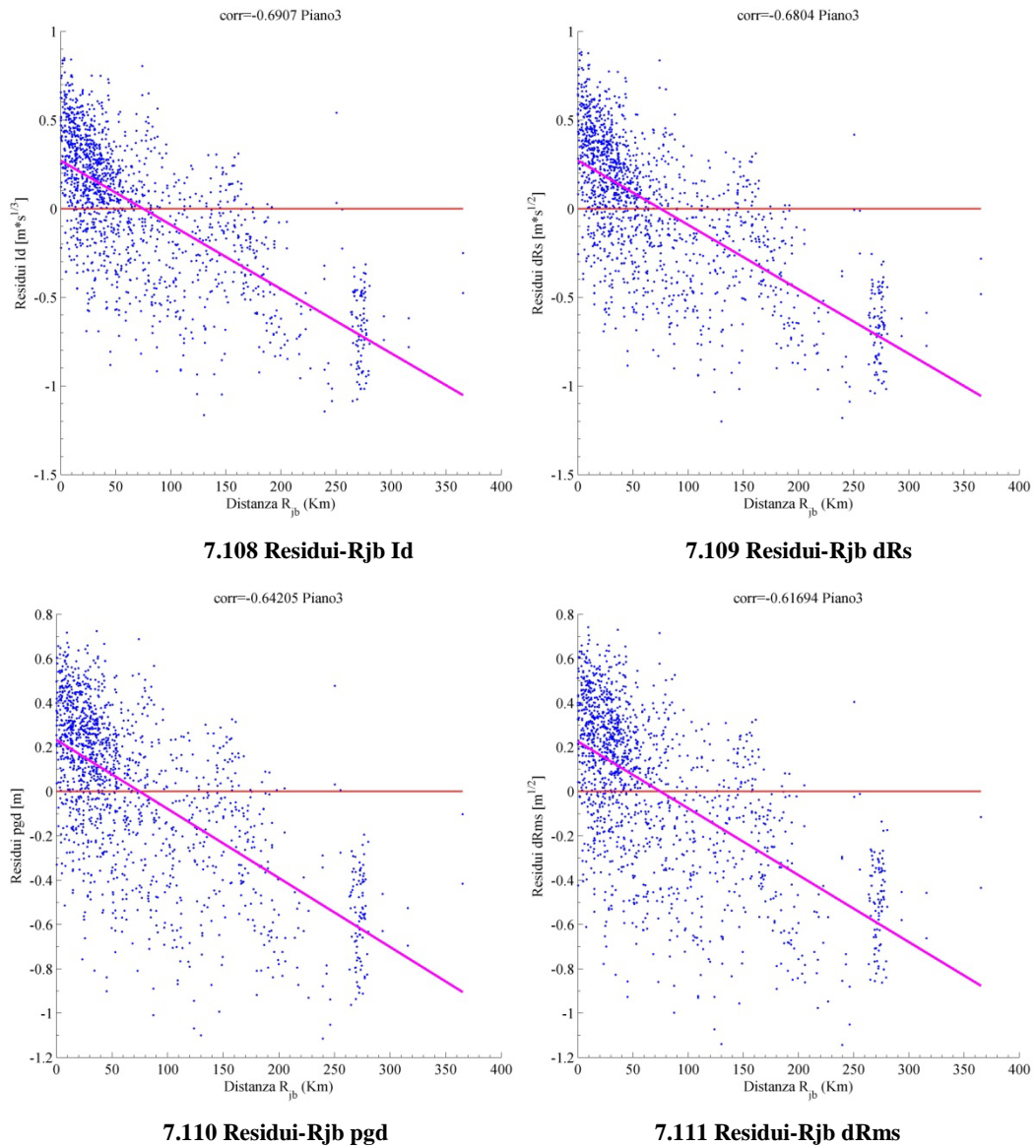
7.106 Residui-Rjb INP04 T=0.84s DR=0.05



7.107 Residui-Rjb SIH DR=0.15

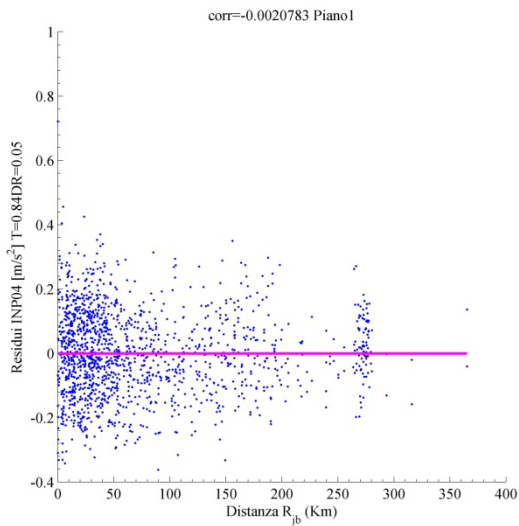
7.3.3.2. *Misure insufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 3*

<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iz	x	x	0.210843	-0.00282	0	-0.49333
vRs	x	x	0.134329	-0.0018	0	-0.53591
IMSRr6	0.05	2	0.158798	-0.00213	0	-0.53729
Iv	x	x	0.13623	-0.00182	0	-0.5486
dRms	x	x	0.22553	-0.00302	0	-0.61694
pgd	x	x	0.232855	-0.00312	0	-0.64205
dRs	x	x	0.271802	-0.00364	0	-0.6804
Id	x	x	0.270713	-0.00362	0	-0.6907

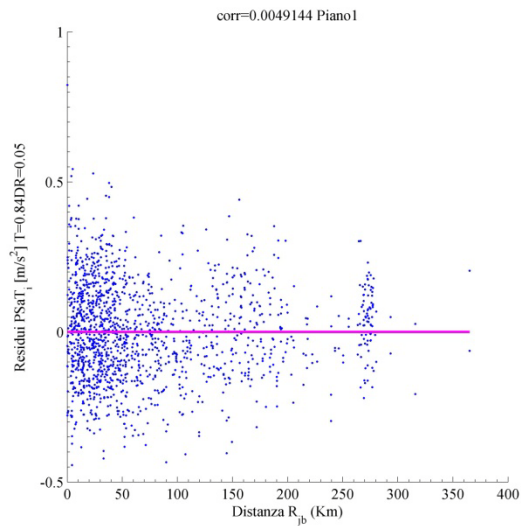


7.3.3.3. *Misure sufficienti rispetto alla distanza R_{jb} . Piano 1*

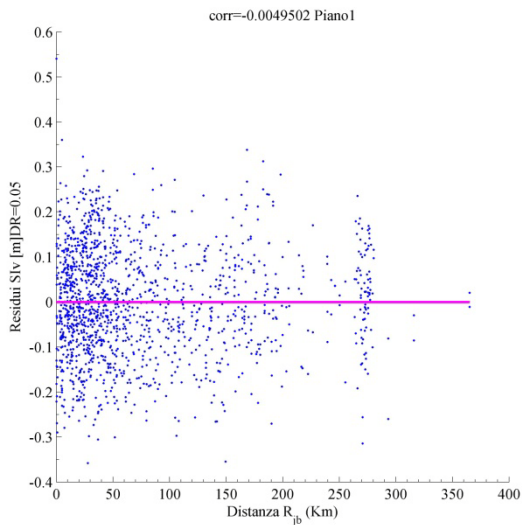
IM	ξ	$T(IM)$	a	b	p-value	r
INP04	0.05	0.84	0	0	0.935901	-0.00208
PSaT_i	0.05	0.84	0	0	0.849172	0.004914
SIv	0.05	x	0	0	0.848085	-0.00495
PSaT_i	0.05	1	0	0	0.722898	0.009163
IMCRr4	0.15	0.84	0	0	0.613436	0.013054
SIH	0.15	x	0	0	0.351157	-0.02409
SIhkk	0.05	0.84	0	0	0.185692	0.034189
Iap	x	x	0	0	0.064153	0.047808



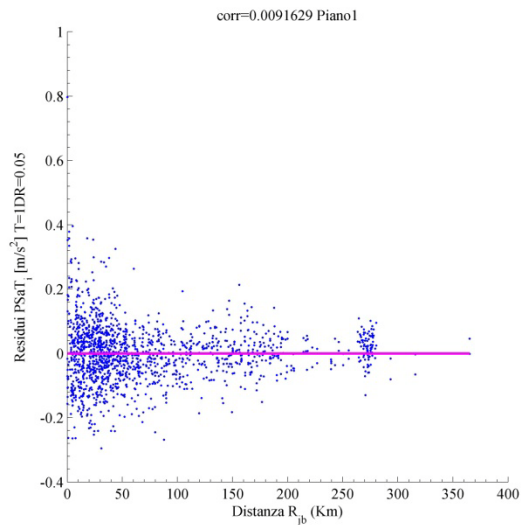
7.112 Residui-Rjb INP04 T=0.84s DR=0.05



7.113 Residui-Rjb PSaT T=0.84s DR=0.05



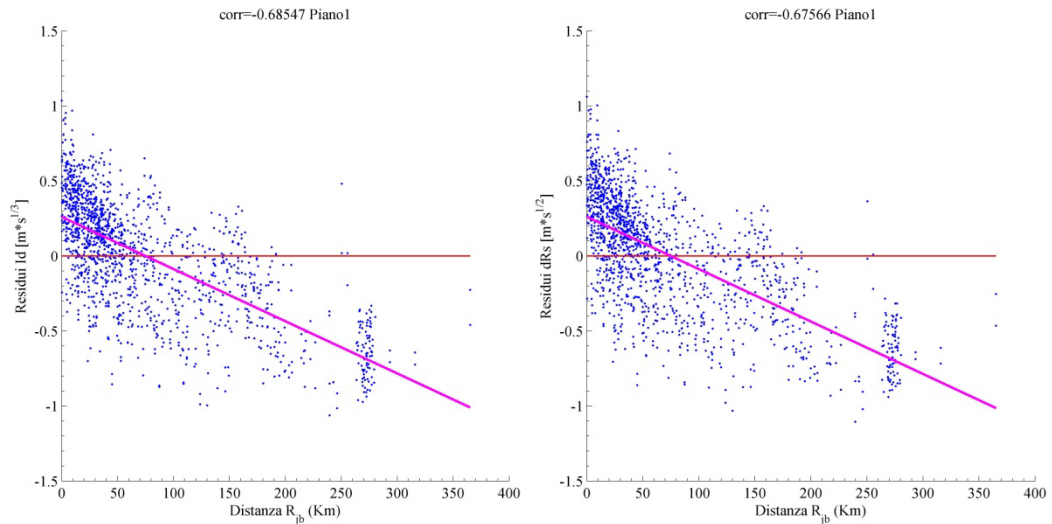
7.114 Residui-Rjb Siv DR=0.05



7.115 Residui-Rjb PSaT T=1s DR=0.05

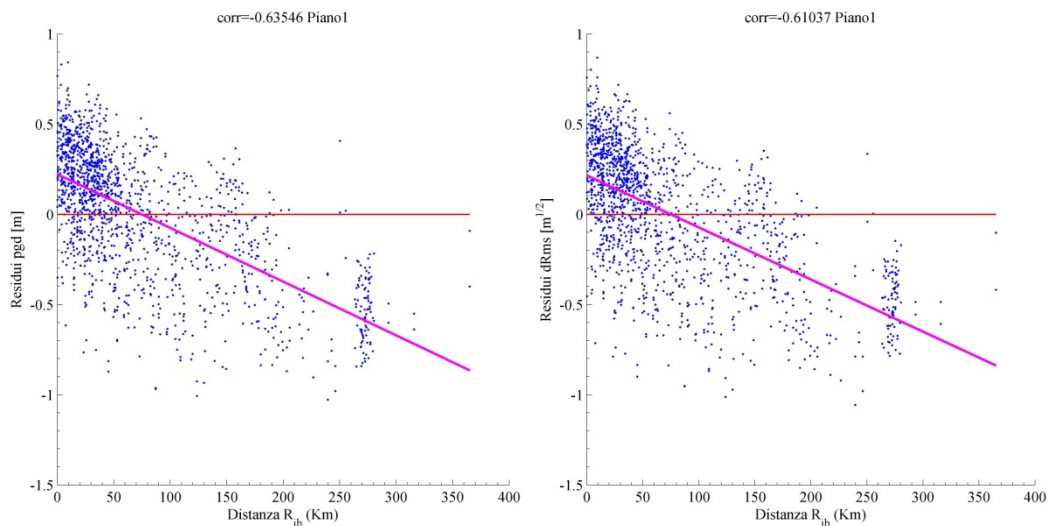
7.3.3.4. *Misure insufficienti rispetto alla distanza Rjb. Piano 1*

<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iz	x	x	0.202616	-0.00271	0	-0.49273
SAavg_5	0.05	2	0.143776	-0.00192	0	-0.53074
vRs	x	x	0.128826	-0.00172	0	-0.53098
Iv	x	x	0.129774	-0.00174	0	-0.54169
dRms	x	x	0.215805	-0.00289	0	-0.61037
pgd	x	x	0.222577	-0.00298	0	-0.63546
dRs	x	x	0.261038	-0.00349	0	-0.67566
Id	x	x	0.25989	-0.00348	0	-0.68547



7.116 Residui-Rjb Id

7.117 Residui-Rjb dRs



7.118 Residui-Rjb pgd

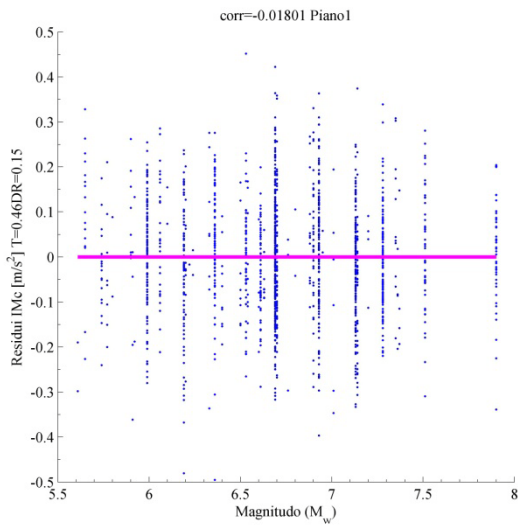
7.119 Residui-Rjb dRms

7.4. Sufficienza delle misure d'intensità rispetto alla magnitudo M_w

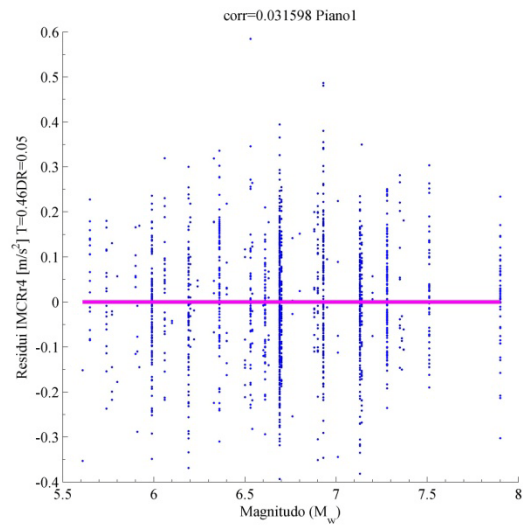
7.4.1. Sufficienza per telaio a due piani

7.4.1.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w . Piano 1

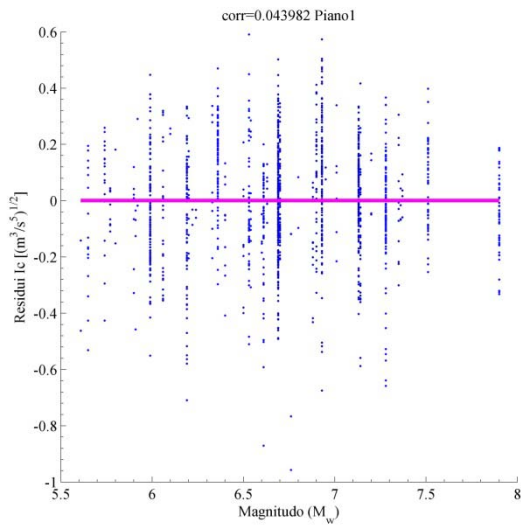
IM	ξ	$T(IM)$	a	b	p-value	r
IMc	0.15	0.46	0	0	0.4858	-0.01801
IMCRr4	0.05	0.46	0	0	0.221304	0.031598
Ic	x	x	0	0	0.088604	0.043982
INP04	0.05	0.46	-0.12969	0.019268	0.01377	0.063588
SAavg_5	0.05	0.46	0.103253	-0.01534	0.011006	-0.06563
SIHC	0.05	x	-0.11107	0.016501	0.010907	0.065712
Ia	x	x	-0.20719	0.03078	0.010496	0.066057
Iz	x	x	0.491585	-0.07303	0.005589	-0.07152



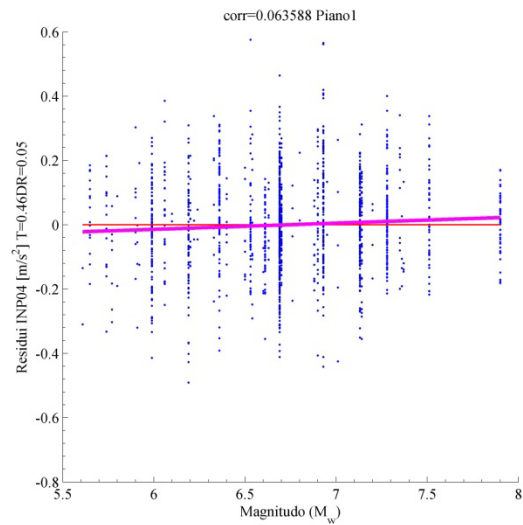
7.120 Residui-Mw IMc T=0.46s DR=0.15



7.121 Residui-Mw IMCRr4 T=0.46s DR=0.05



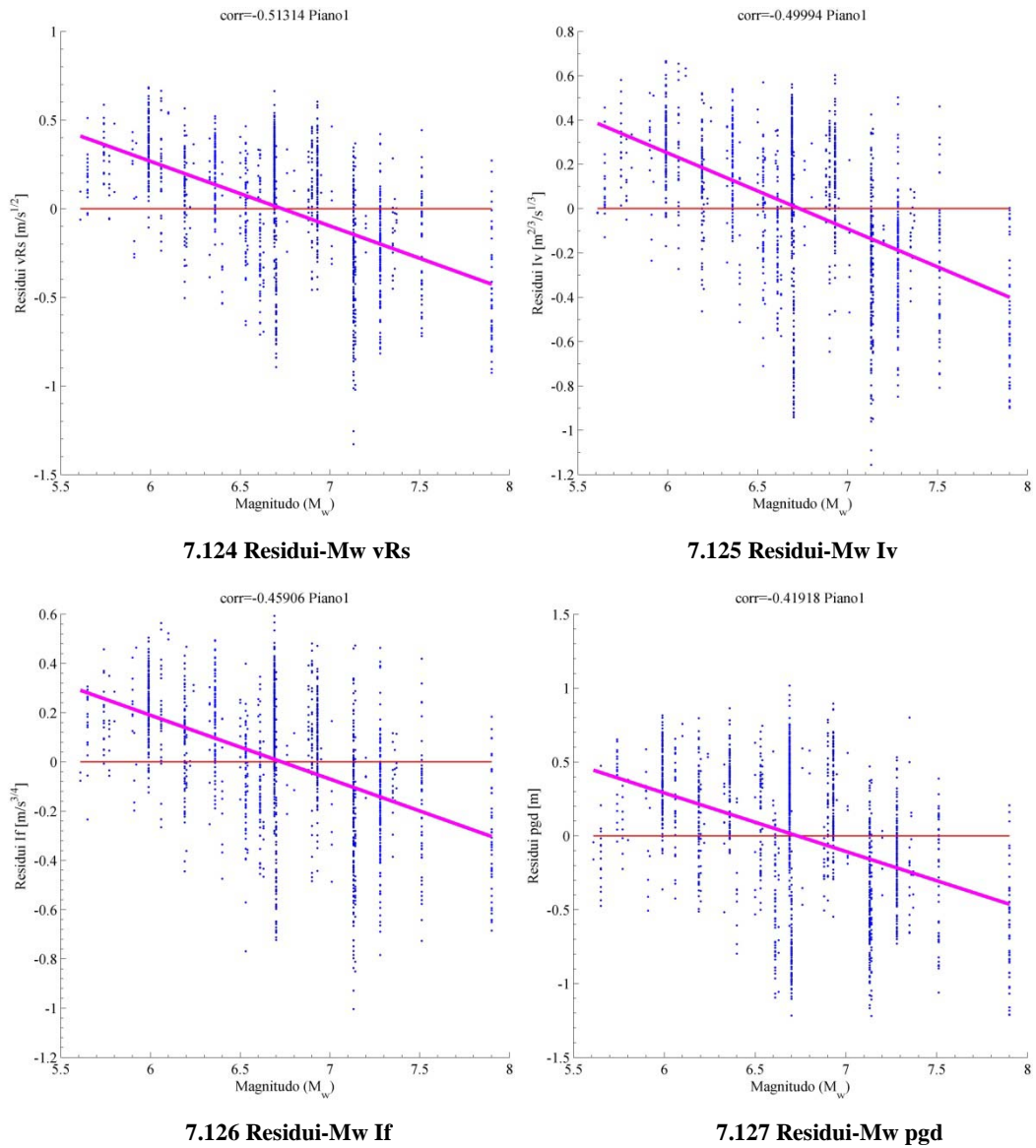
7.122 Residui-Mw Ic



7.123 Residui-Mw INP04 T=0.46s DR=0.05

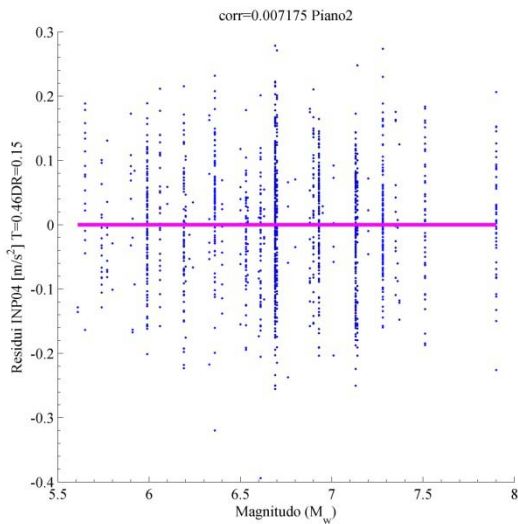
7.4.1.2. *Misure insufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 1*

<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
pgv	x	x	1.115758	-0.16576	0	-0.34572
Id	x	x	2.409215	-0.35792	0	-0.35754
Pv	x	x	1.375647	-0.20437	0	-0.38029
dRms	x	x	2.630146	-0.39074	0	-0.41206
pgd	x	x	2.666685	-0.39617	0	-0.41918
If	x	x	1.745793	-0.25936	0	-0.45906
Iv	x	x	2.305933	-0.34257	0	-0.49994
vRs	x	x	2.455878	-0.36485	0	-0.51314

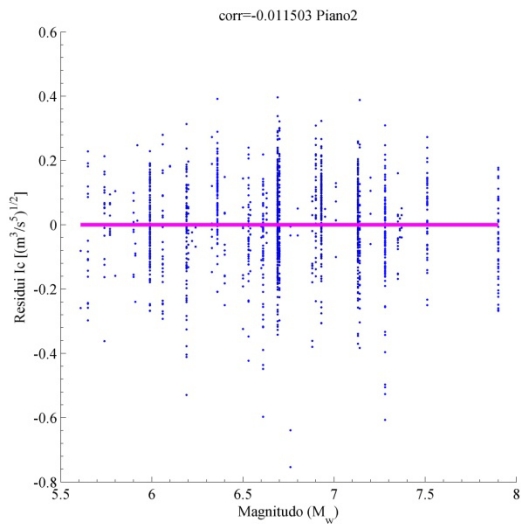


7.4.1.3. *Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w . Piano 2*

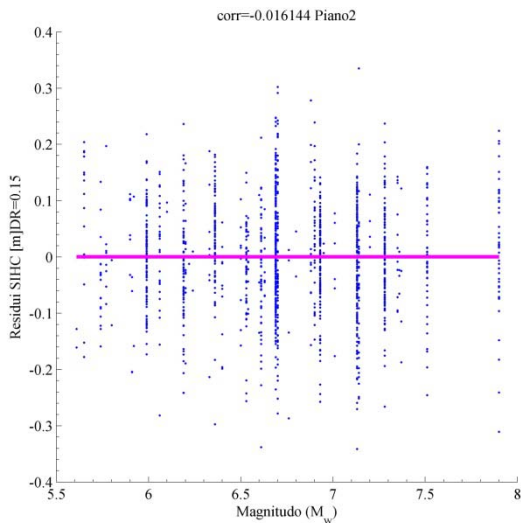
IM	ξ	$T(IM)$	a	b	p-value	r
INP04	0.15	0.46	0	0	0.781276	0.007175
Ic	x	x	0	0	0.656221	-0.0115
SIHC	0.15	x	0	0	0.532123	-0.01614
Ia	x	x	0	0	0.394553	0.021998
PSaT_i	0.05	0.46	0	0	0.112346	0.041012
SIhkk	0.05	0.46	-0.1046	0.01554	0.004479	0.07335
IMCRr4	0.05	0.46	0.102144	-0.01518	0.00226	-0.07879
Iz	x	x	0.527623	-0.07839	0.000146	-0.0979



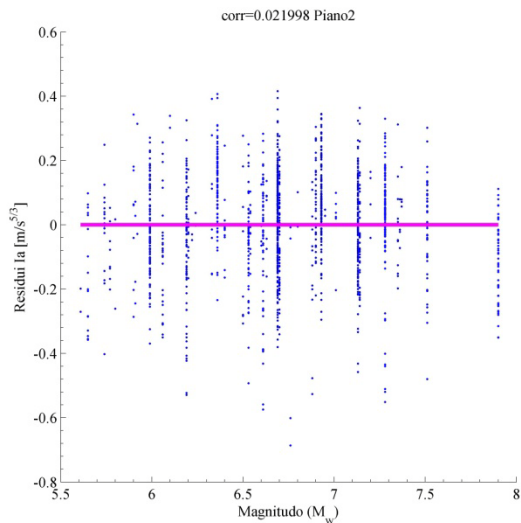
7.128 Residui-Mw INP04 T=0.46s DR=0.15



7.129 Residui-Mw Ic



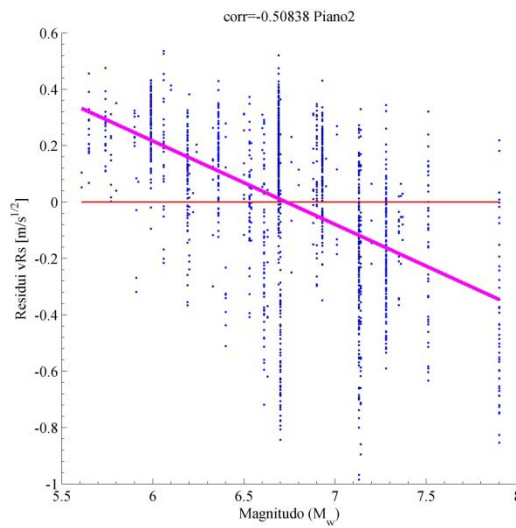
7.130 Residui-Mw SIHC DR=0.15



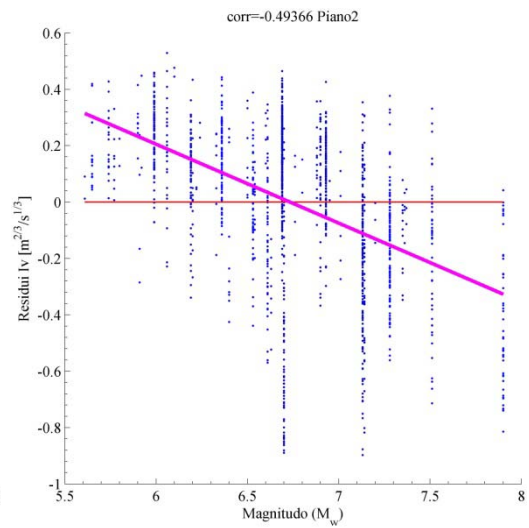
7.131 Residui-Mw Ia

7.4.1.4. *Misure insufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 2*

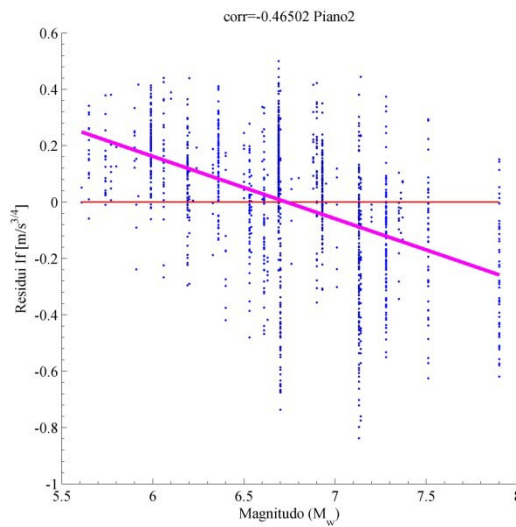
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
SIH	0.05	x	0.883142	-0.1312	0	-0.35409
pgv	x	x	1.016888	-0.15107	0	-0.37415
dRms	x	x	2.00191	-0.29741	0	-0.3975
pgd	x	x	1.999433	-0.29704	0	-0.39754
Pv	x	x	1.194862	-0.17751	0	-0.39803
If	x	x	1.489962	-0.22135	0	-0.46502
Iv	x	x	1.884701	-0.28	0	-0.49366
vRs	x	x	1.993186	-0.29611	0	-0.50838



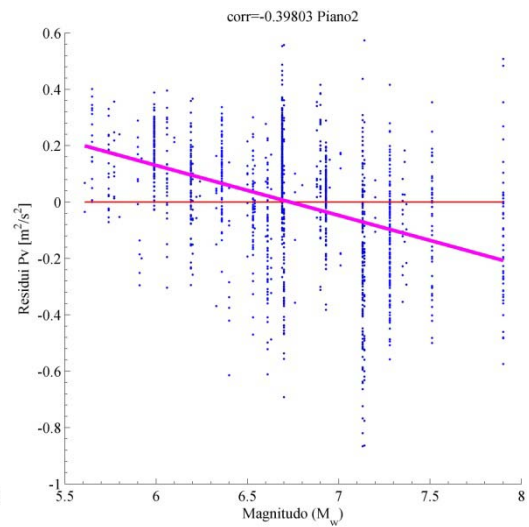
7.132 Residui-Mw vRs



7.133 Residui-Mw Iv



7.134 Residui-Mw If

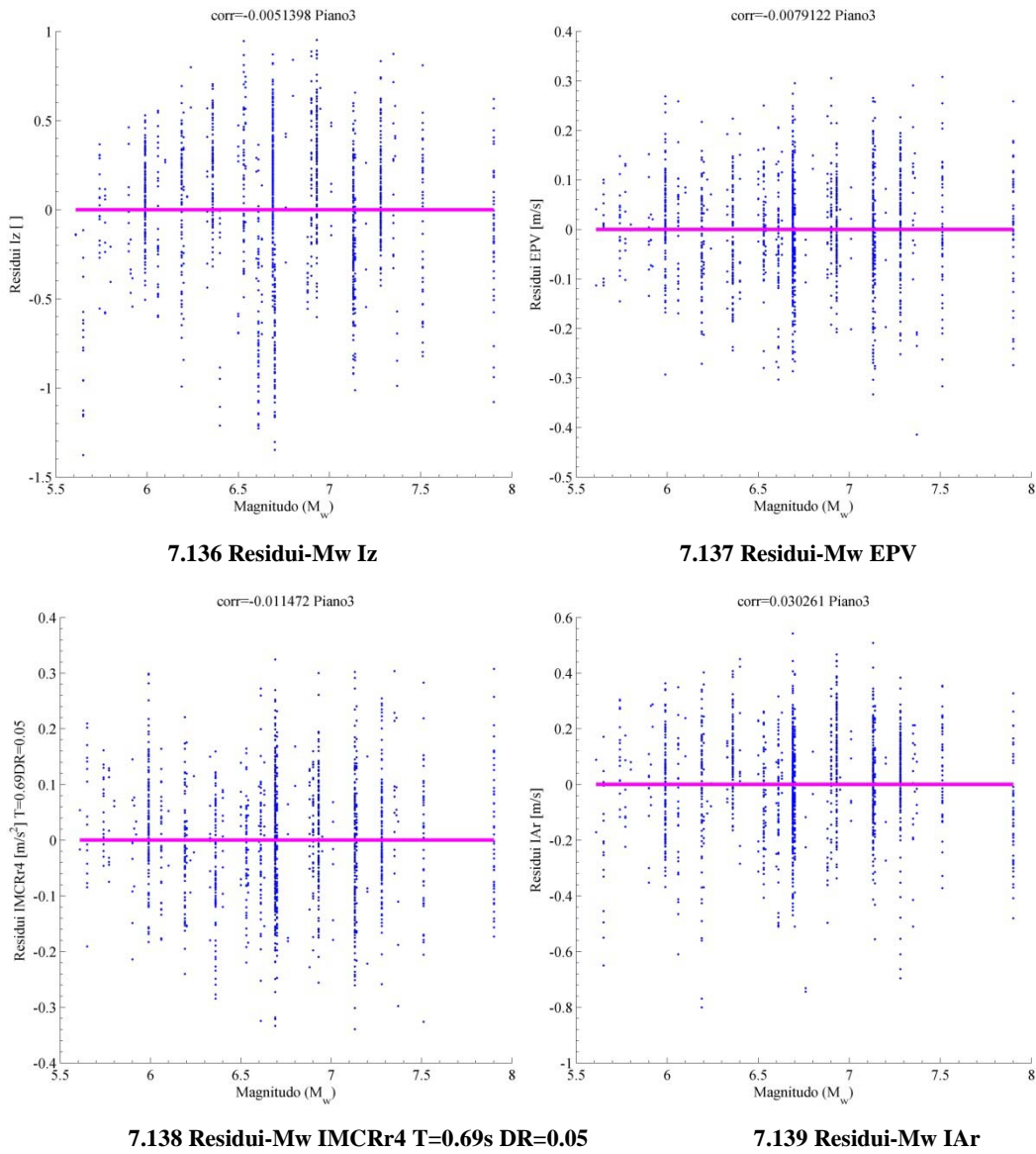


7.135 Residui-Mw Pv

7.4.2. Sufficienza per telaio a quattro piani

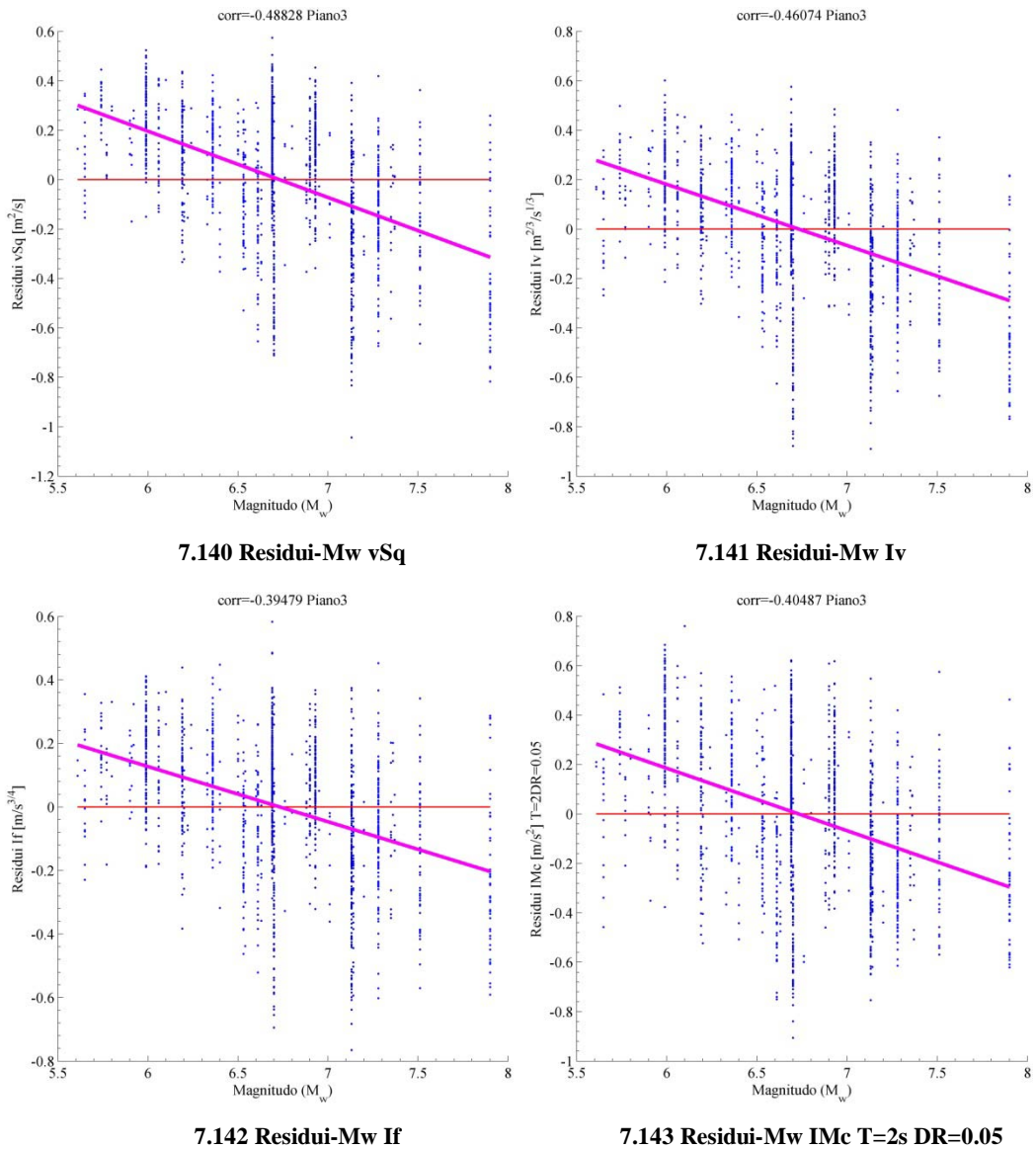
7.4.2.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 3

<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Iz	x	x	0	0	0.842341	-0.00514
EPV	x	x	0	0	0.759462	-0.00791
IMCRr4	0.05	0.69	0	0	0.657079	-0.01147
IAr	x	x	0	0	0.241487	0.030261
SIhkk	0.15	1	0	0	0.132498	-0.03886
INP04	0.05	0.69	0	0	0.103886	0.042007
Iap	x	x	0	0	0.064223	0.047796
aSq	x	x	-0.14508	0.021554	0.032072	0.055349



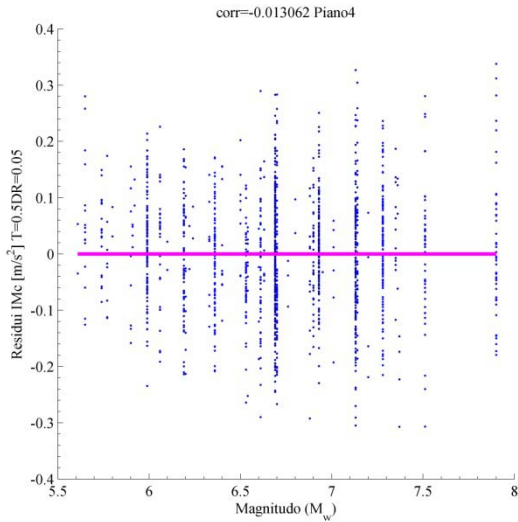
7.4.2.2. *Misure insufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 3*

<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
dRs	x	x	1.883109	-0.27976	0	-0.33678
Id	x	x	1.899777	-0.28224	0	-0.34524
Pd	x	x	2.003355	-0.29762	0	-0.38843
pgd	x	x	2.024395	-0.30075	0	-0.39448
IMc	0.05	2	1.702434	-0.25292	0	-0.40487
If	x	x	1.170296	-0.17386	0	-0.39479
Iv	x	x	1.66685	-0.24763	0	-0.46074
vSq	x	x	1.805754	-0.26827	0	-0.48828

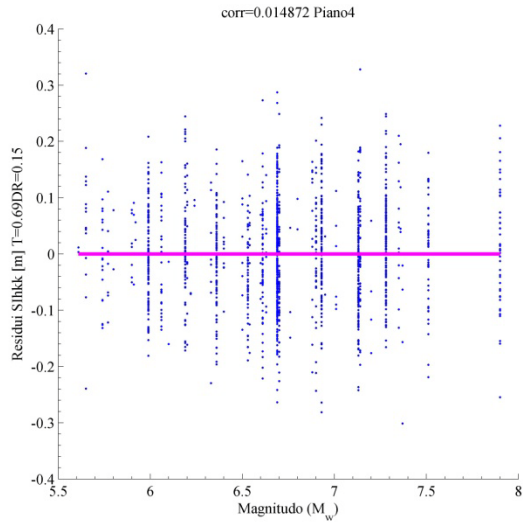


7.4.2.3. *Misure sufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 4*

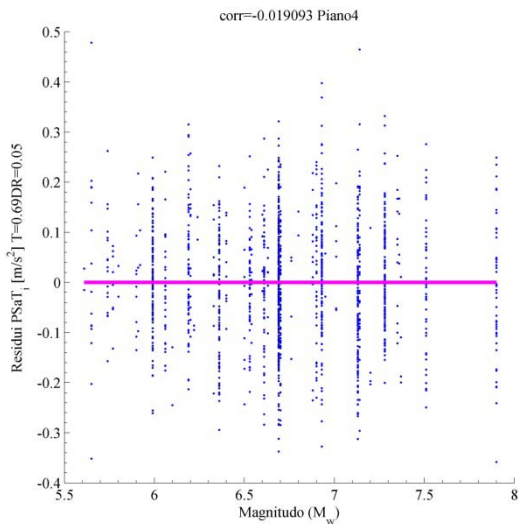
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMc	0.05	0.5	0	0	0.613219	-0.01306
SIhkk	0.15	0.69	0	0	0.564913	0.014872
PSaT_i	0.05	0.69	0	0	0.459964	-0.01909
SIhkk	0.05	0.69	0	0	0.40944	-0.02131
aSg	x	x	0	0	0.384052	-0.02249
Iap	x	x	0	0	0.169853	-0.03546
Iz	x	x	0	0	0.106719	-0.04167
SAavg_5	0.05	0.5	0	0	0.061761	-0.04824



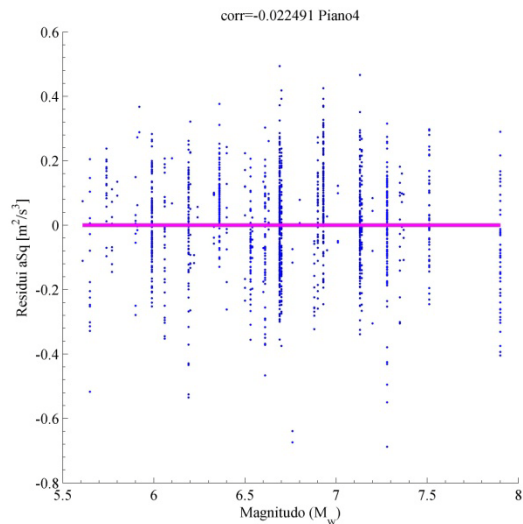
7.144 Residui-Mw IMc T=0.5s DR=0.05



7.145 Residui-Mw SIHkk T=0.69s DR=0.15



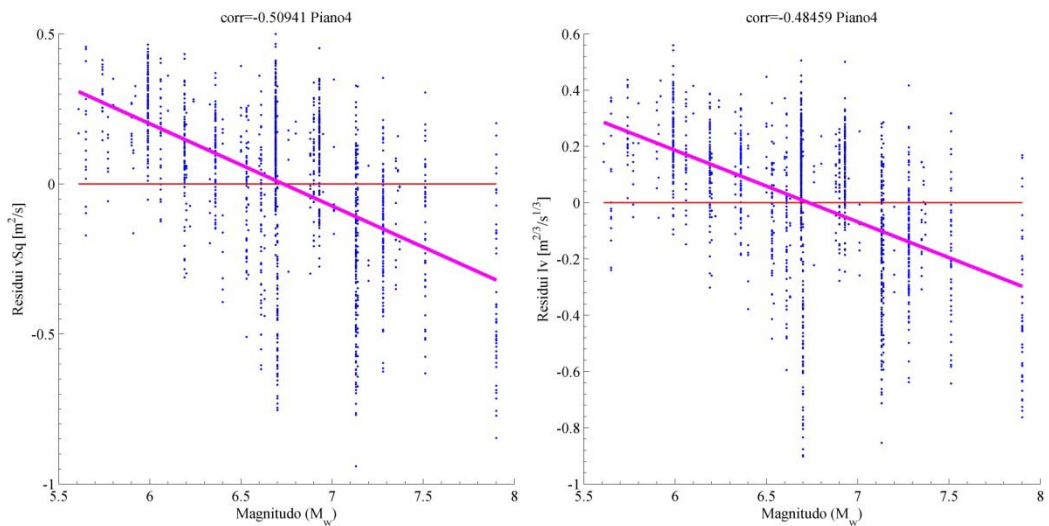
7.146 Residui-Mw PSaT T=0.69s DR=0.05



7.147 Residui-Mw asq

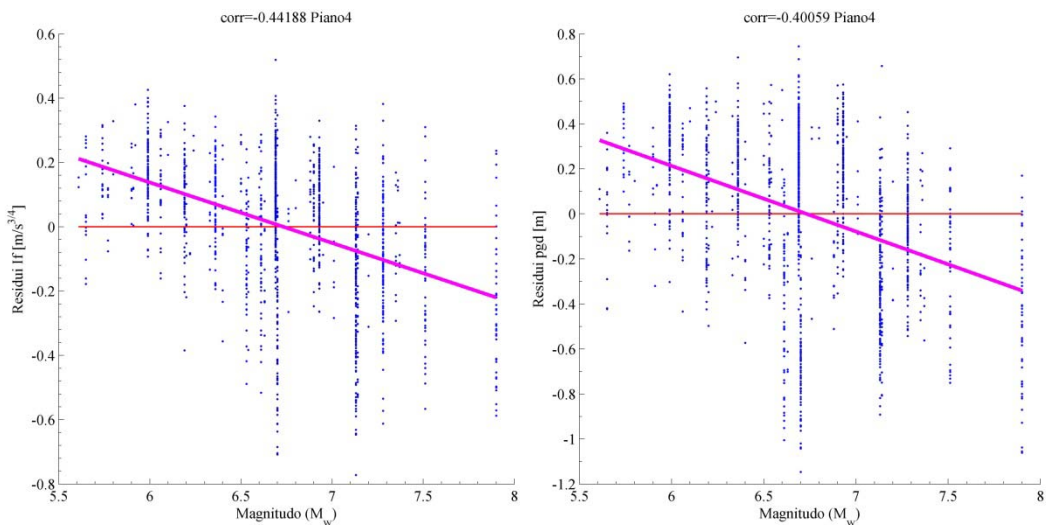
7.4.2.4. *Misure insufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 4*

<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IMc	0.05	1	0.910535	-0.13527	0	-0.35164
Pv	x	x	0.955726	-0.14199	0	-0.36087
SAavg_5	0.05	1.5	1.432929	-0.21288	0	-0.39119
Pd	x	x	1.954853	-0.29042	0	-0.39804
pgd	x	x	1.963556	-0.29171	0	-0.40059
If	x	x	1.26733	-0.18828	0	-0.44188
Iv	x	x	1.71311	-0.2545	0	-0.48459
vSq	x	x	1.844881	-0.27408	0	-0.50941



7.148 Residui-Mw vsq

7.149 Residui-Mw Iv



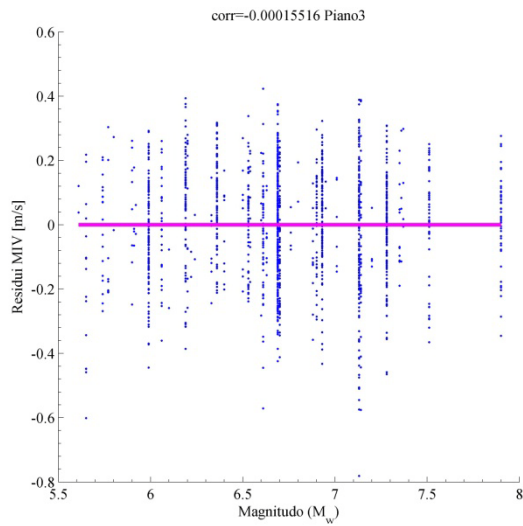
7.150 Residui-Mw If

7.151 Residui-Mw pgd

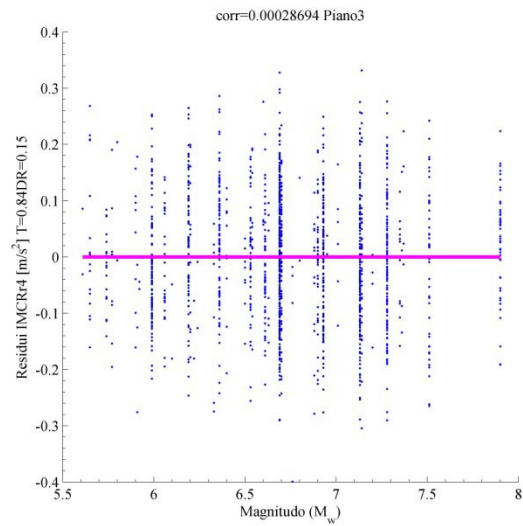
7.4.3. Sufficienza per telaio a sei piani

7.4.3.1. Misure sufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 3

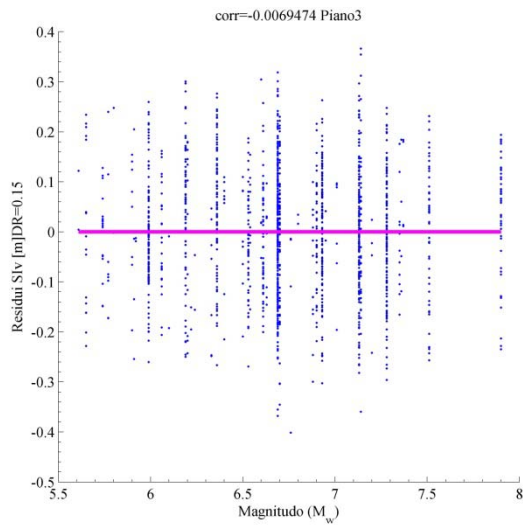
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
MIV	x	x	0	0	0.995209	-0.00016
IMCRr4	0.15	0.84	0	0	0.991141	0.000287
SIv	0.15	x	0	0	0.788044	-0.00695
INP04	0.05	0.84	0	0	0.481999	0.018167
PSaT_i	0.05	1	0	0	0.176264	0.034936
Iz	x	x	0	0	0.119785	0.040185
SIhkk	0.05	1	-0.08401	0.012481	0.010589	0.065978
SIv	0.05	x	0.114176	-0.01696	0.007722	-0.06876



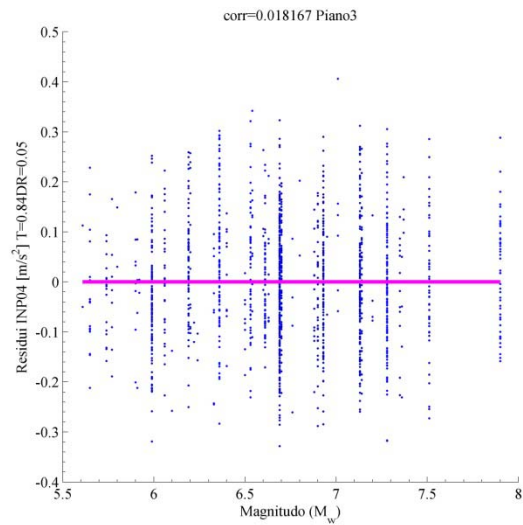
7.152 Residui-Mw MIV



7.153 Residui-Mw IMCRr4 T=0.84s DR=0.15



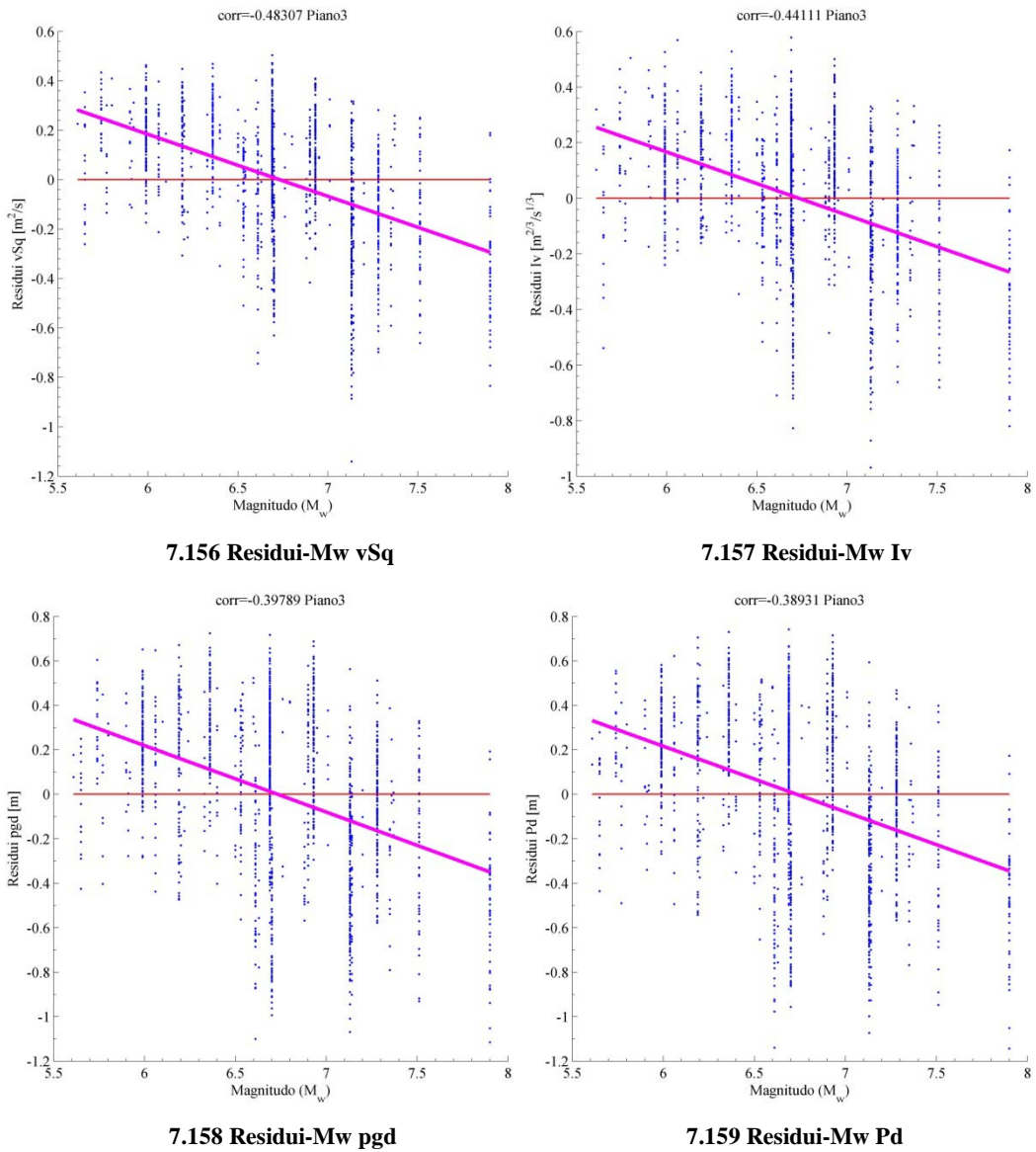
7.154 Residui-Mw Iv DR=0.15



7.155 Residui-Mw INP04 T=0.84s DR=0.05

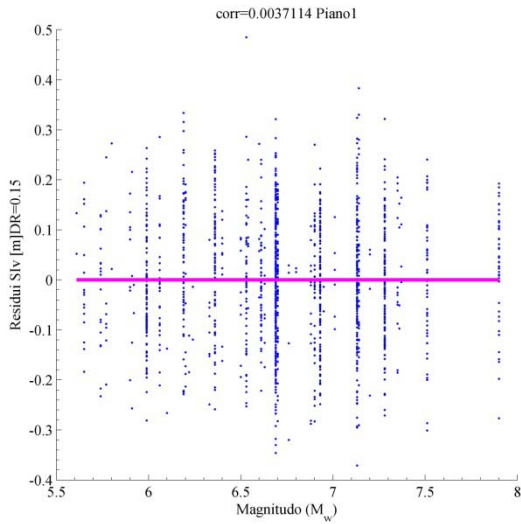
7.4.3.2. *Misure insufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 3*

<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
If	x	x	0.978953	-0.14544	0	-0.33943
dSq	x	x	1.95806	-0.29089	0	-0.35112
IMSRr6	0.05	1	0.702267	-0.10433	0	-0.35125
Id	x	x	1.965309	-0.29197	0	-0.3592
Pd	x	x	1.986723	-0.29515	0	-0.38931
pgd	x	x	2.014445	-0.29927	0	-0.39789
Iv	x	x	1.529131	-0.22717	0	-0.44111
vSq	x	x	1.690313	-0.25112	0	-0.48307

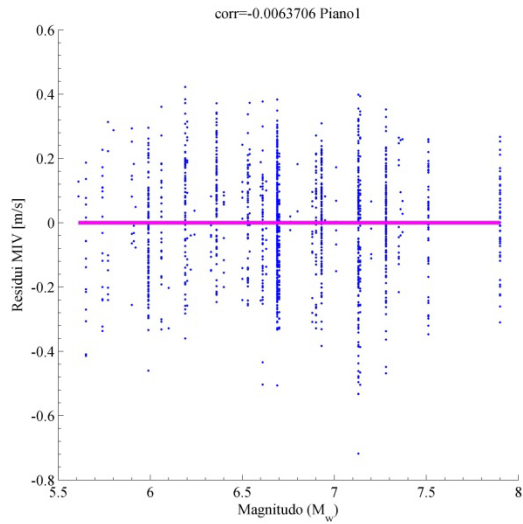


7.4.3.3. *Misure sufficienti rispetto alla magnitudo M_w . Piano 1*

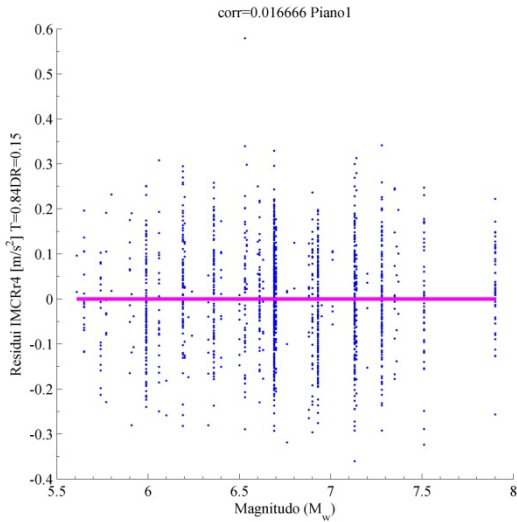
IM	ξ	$T(IM)$	a	b	p-value	r
SIv	0.15	x	0	0	0.8858	0.003711
MIV	x	x	0	0	0.805273	-0.00637
IMCRr4	0.15	0.84	0	0	0.518952	0.016666
INP04	0.05	0.84	0	0	0.506873	0.01715
Iz	x	x	0	0	0.193257	0.03361
PSaT_i	0.05	1	0	0	0.19153	0.033741
SIv	0.05	x	0.087746	-0.01304	0.041459	-0.05265
PSvT_i	0.05	0.84	-0.13092	0.01945	0.022675	0.058838



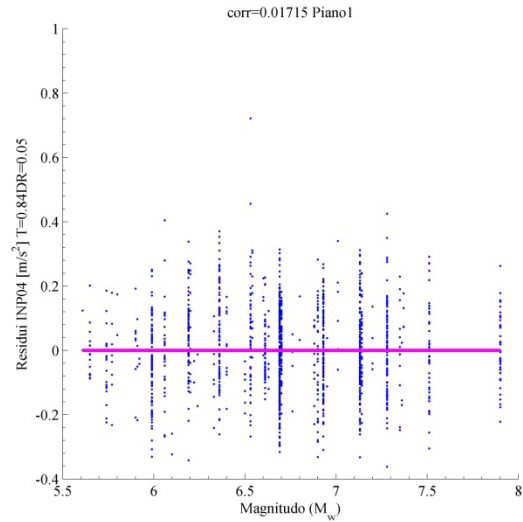
7.160 Residui-Mw SIv



7.161 Residui-Mw MIV



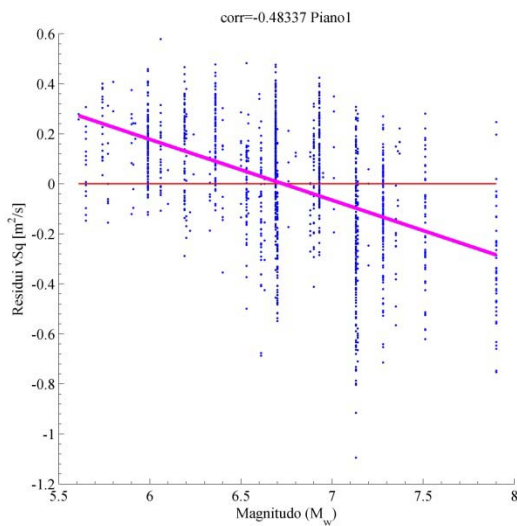
7.162 Residui-Mw IMCRr4 T=0.84s DR=0.15



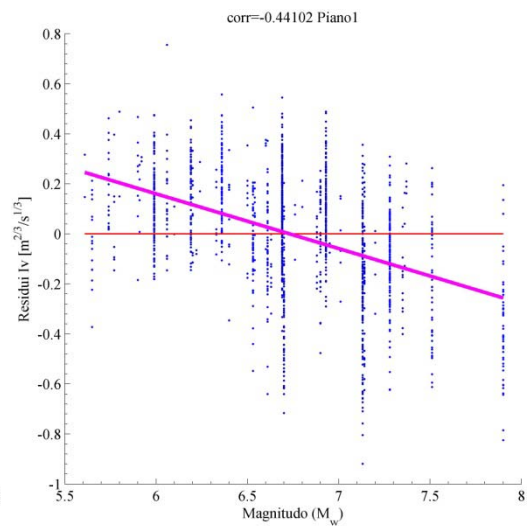
7.163 Residui-Mw INP04 T=0.84s DR=0.05

7.4.3.4. *Misure insufficienti rispetto alla magnitudo Mw. Piano 1*

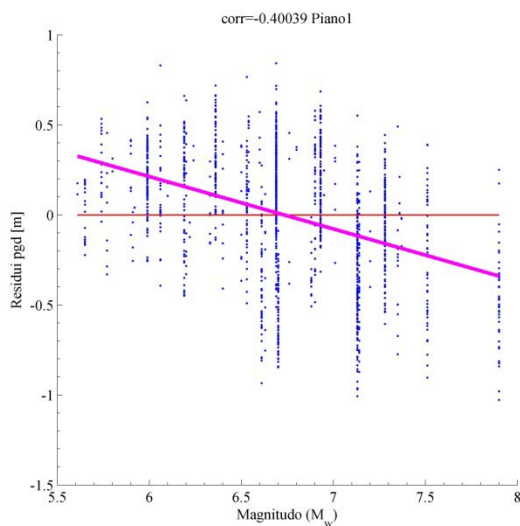
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
If	x	x	0.937292	-0.13925	0	-0.33574
IMSRr6	0.05	1	0.669555	-0.09947	0	-0.33663
dRs	x	x	1.919673	-0.28519	0	-0.35594
Id	x	x	1.925122	-0.286	0	-0.36373
Pd	x	x	1.9299	-0.28671	0	-0.39101
pgd	x	x	1.957748	-0.29085	0	-0.40039
Iv	x	x	1.474929	-0.21912	0	-0.44102
vSq	x	x	1.637149	-0.24322	0	-0.48337



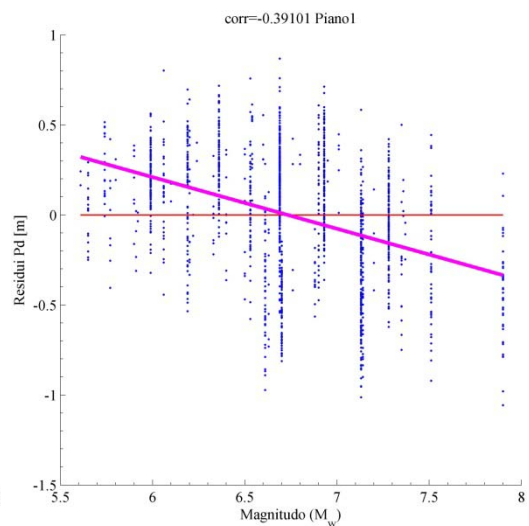
7.164 Residui-Mw vSq



7.165 Residui-Mw Iv



7.166 Residui-Mw pgd



7.167 Residui-Mw Pd

7.5. Riepilogo dei risultati ottenuti per sistemi a più gradi di libertà

Nel presente capitolo è stata analizzata l'efficienza e la sufficienza delle varie misure d'intensità studiate, nei confronti della risposta strutturale di tre sistemi a più gradi di libertà e costituiti da diversi telai in conglomerato cementizio armato caratterizzati da tre diversi periodi strutturali. Per il primo telaio studiato, avente un periodo pari a 0.46 secondi, le misure che sono risultate essere maggiormente efficienti, sono quelle basate sull'accelerazione spettrale e sull'intensità di

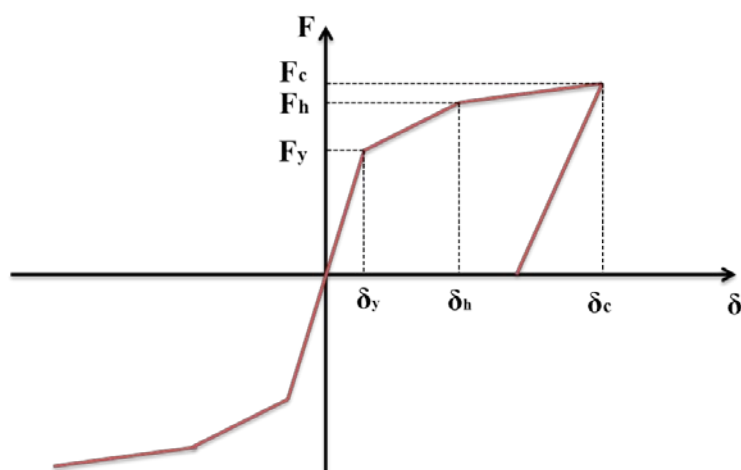
Housner, oltre ad alcune misure definite a partire dall'accelerazione del terreno. Le misure che risultano essere meno efficienti, sono quelle ricavate dallo spostamento del terreno, oltre alla I_z e la durata significativa dell'evento sismico. Per gli altri due telai si possono fare delle considerazioni analoghe per quanto riguarda l'efficienza delle misure d'intensità. Per quanto concerne la sufficienza rispetto alla distanza dal campo di rottura R_{jb} , si può notare che le maggiori prestazioni vengono offerte dalle misure definite su base delle accelerazioni, sia spettrali che del terreno, oltre alle misure basate sull'intensità di Housner. Al contrario le misure meno sufficienti sono quelle basate sullo spostamento e la velocità del terreno, oltre alla I_z . Se ci riferiamo alla magnitudo M_w , le misure che mostrano una più alta sufficienza sono al solito quelle definite su intervalli di accelerazione spettrale e sull'intensità di Housner, inoltre tra esse troviamo anche la I_z che per la distanza risultava insufficiente. Dall'altra parte, le misure meno sufficienti nei confronti della magnitudo, sono quelle basate sullo spostamento e la velocità del terreno. Le riflessioni appena fatte per la sufficienza si possono estendere a tutti i tre i telai. Il comportamento di queste tre strutture nei confronti delle misure d'intensità non variano molto tra loro per il fatto che i loro periodi strutturali ricadono in zone spettrali vicine tra loro.

8. Proprietà delle misure d'intensità studiate.

Sistemi SDOF con degrado

8.1. Modello isteretico con degrado

Per descrivere il comportamento non lineare con degrado ciclico si utilizza come modello strutturale una colonna in conglomerato cementizio incastrata alla base e libera in sommità, di sezione pari a 0.3x0.3 m e altezza di 1.5 m. La non linearità del materiale viene espressa attraverso l'utilizzo di un modello isteretico trilineare con effetto di "pinching" in forza e spostamento, danneggiamento dovuto all'energia dissipata e degrado della rigidezza in fase di scarico basato sulla duttilità.



8.1 Involucro monotono del modello isteretico trilineare

Il modello viene definito a partire dallo spostamento di fine fase elastica δ_y , il quale viene fissato a 4 mm e di conseguenza la forza di snervamento F_y è data da tale spostamento per la rigidezza del tratto iniziale. Procedendo in tale modo non viene fatta nessuna restrizione sul fattore di riduzione della forza elastica R , quindi esso varia a seconda dell' input accelerometrico a cui è sottoposto l'oscillatore semplice. Lo spostamento a cui corrisponde la fine del secondo tratto è fissato a tre volte quello di fine fase elastica, quindi a 12 mm, mentre la forza è incrementata del 10% rispetto a quella di snervamento. Il punto di capping (δ_c, F_c) corrisponde ad uno spostamento dell'oscillatore pari a due volte quello di fine del secondo ramo, ovvero 24 mm, e ad una forza incrementata dell'11% rispetto a quella di snervamento. Il ramo di scarico presenta un degrado della rigidezza in

funzione della duttilità e la sua pendenza è valutata attraverso la seguente espressione:

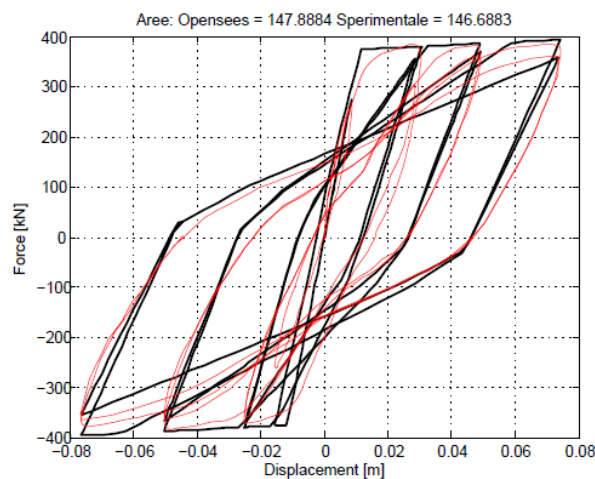
$$K_u = \mu^{-\beta} \cdot K_0$$

dove:

- K_u definisce la rigidezza allo scarico;
- μ la duttilità;
- β il parametro che definisce l'entità del degrado;
- K_0 la rigidezza del tratto in fase elastica.

I parametri con i quali viene definito il danneggiamento ciclico del materiale sono riportati nella tabella seguente.

Parametri utilizzati nel modello	
Pinching dello spostamento	0.6
Pinching della forza	0.6
β	0.7
E_i/E_{ult}	0.03



8.2 Degrado ciclico di un'oscillatore

Per studiare le proprietà delle varie misure d'intensità, si conducono, al fine di valutare lo spostamento massimo, analisi dinamiche non lineari con l'ausilio del software OpenSees, effettuate su tre oscillatori caratterizzati da periodi pari a 0.25, 0.75 e 2 secondi, con comportamento isteretico appena descritto. Gli oscillatori, al variare del periodo, non cambiano la loro rigidezza e geometria, ma solo la massa.

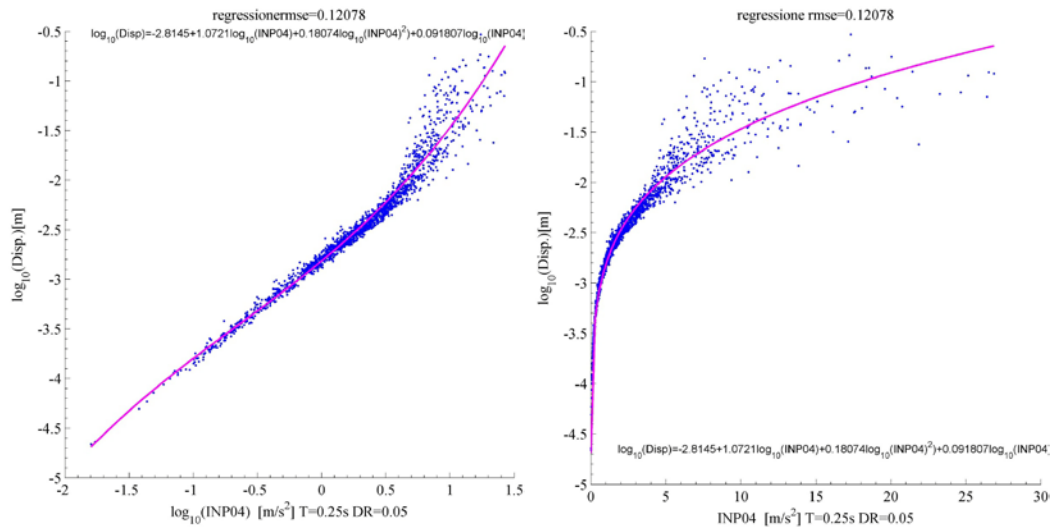
8.2. Efficienza per sistemi SDOF con degrado ciclico

Per studiare l'efficienza delle misure d'intensità prese in esame si procede in modo analogo ai casi precedenti. Per confrontare i risultati ottenuti per gli oscillatori degradanti si conducono le analisi anche per sistemi caratterizzati dallo stesso comportamento non lineare ma senza un degrado ciclico. Si riportano a titolo di esempio i valori significativi delle analisi condotte su sistemi con degrado, oltre alla dispersione ottenuta per quelli senza degrado ciclico, per le misure che si mostrano maggiormente efficienti e al contrario quelle meno efficienti. Si mostrano infine i grafici delle regressioni condotte per alcune di tali misure.

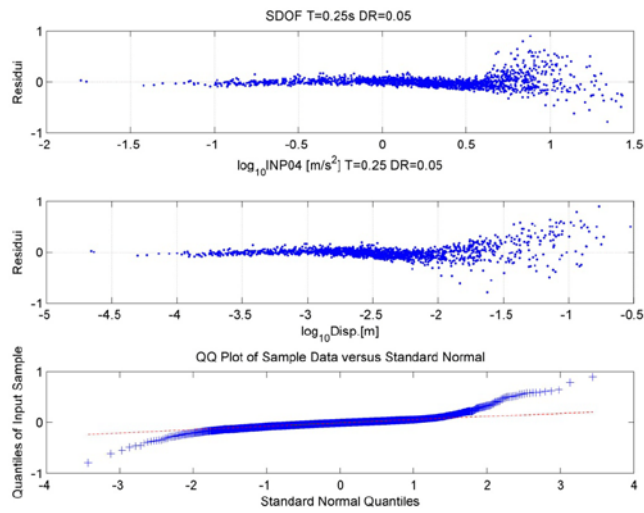
8.2.1. Misure efficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s

Tra le misure che mostrano una più alta efficienza si trovano soprattutto quelle basate sull'accelerazione e in particolar modo le misure spettrali. Confrontando le analisi condotte per gli oscillatori con degrado ciclico e quelli senza, si nota come i primi mostrano una maggiore dispersione. Con riferimento ai grafici delle regressioni per i sistemi degradanti riportati di seguito, si vede come per valori alti della misura d'intensità la dispersione aumenta in modo significativo.

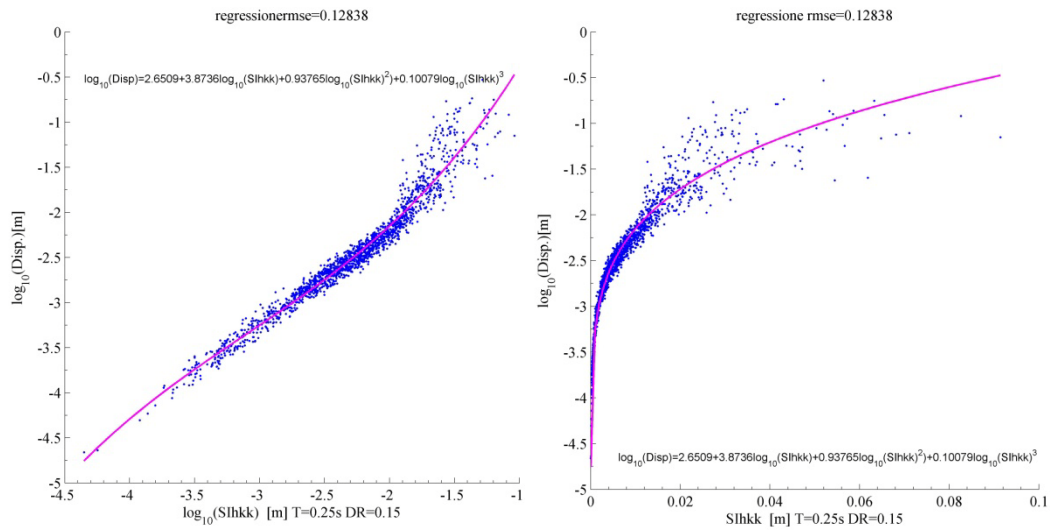
<i>Regressione stepwise quattro parametri</i>								
			<i>Oscillatore con degrado</i>					<i>Oscillatore senza degrado</i>
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>rmse</i>
INP04	0.05	0.25	-2.8145	1.0721	0.1807	0.0918	0.1208	0.1119
SIhkk	0.15	0.25	2.6509	3.8736	0.9376	0.1008	0.1284	0.1164
PSaT_i	0.15	0.25	-2.6383	1.1158	0.2066	0.0970	0.1292	0.1158
IMCRr4	0.15	0.25	-2.6148	1.0993	0.2265	0.1441	0.1301	0.1205
EPA	x	x	-1.7983	1.5663	0.4751	0.1227	0.1301	0.1233
IMc	0.05	0.25	-2.7824	1.0488	0.1751	0.1500	0.1340	0.1263
SAavg_5	0.05	0.25	-2.7900	1.0449	0.1681	0.1446	0.1378	0.1314
PSaT_i	0.05	0.25	-2.8189	1.0754	0.1623	0.0516	0.1426	0.1297
SIm	0.05	0.25	-0.9995	2.0944	0.7103	0.1512	0.1537	0.1467
pga	x	x	-2.4168	1.1993	0.2332	0.0906	0.1566	0.1433



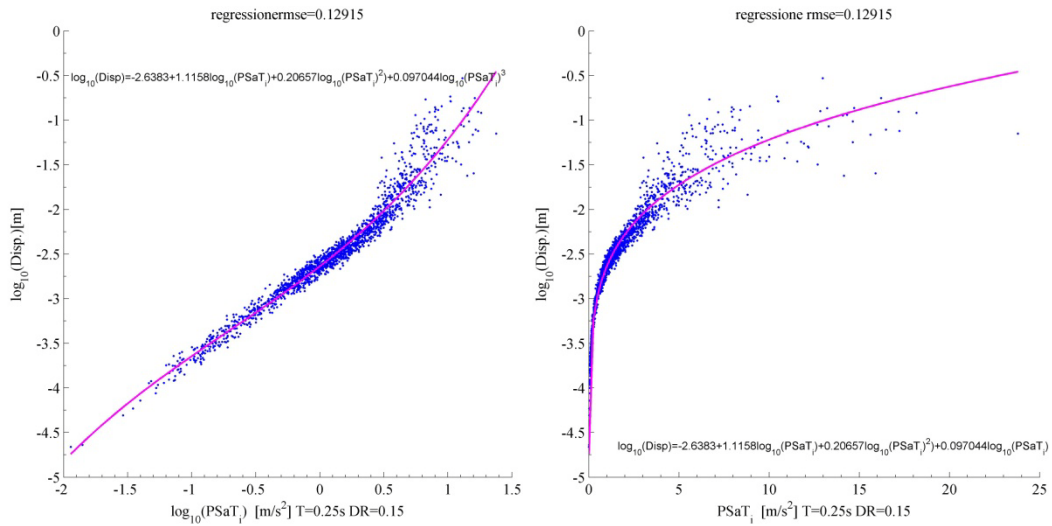
8.3 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di INP04 T=0.25s DR=0.05



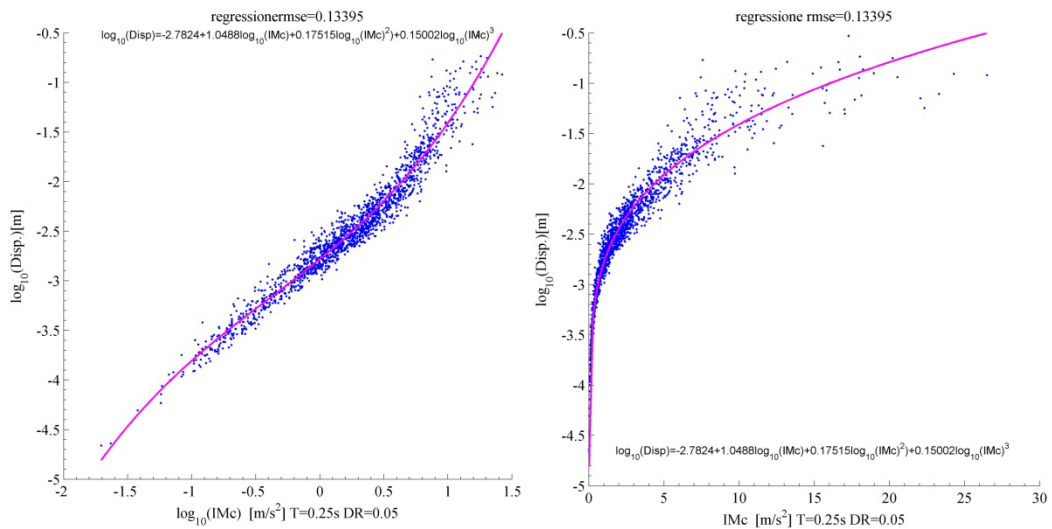
8.4 Residui e QQplot di INP04 T=0.25s DR=0.05



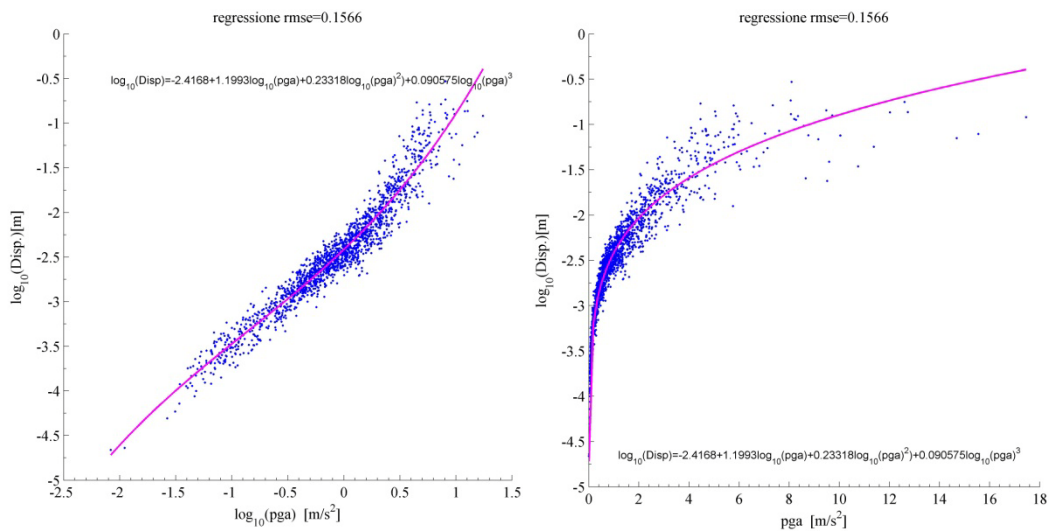
8.5 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIhkk T=0.25s DR=0.15



8.6 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di PSaT T=0.25s DR=0.15



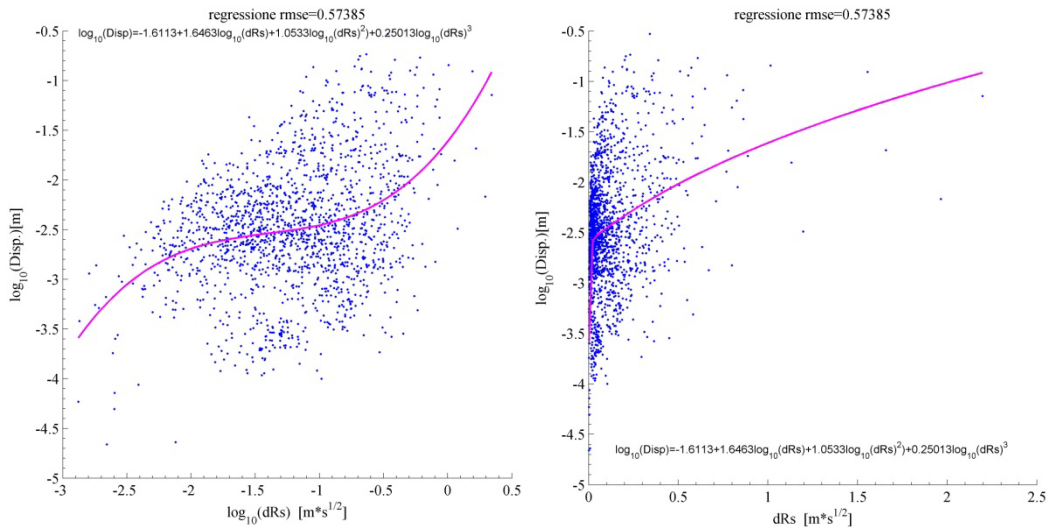
8.7 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMc T=0.25s DR=0.05



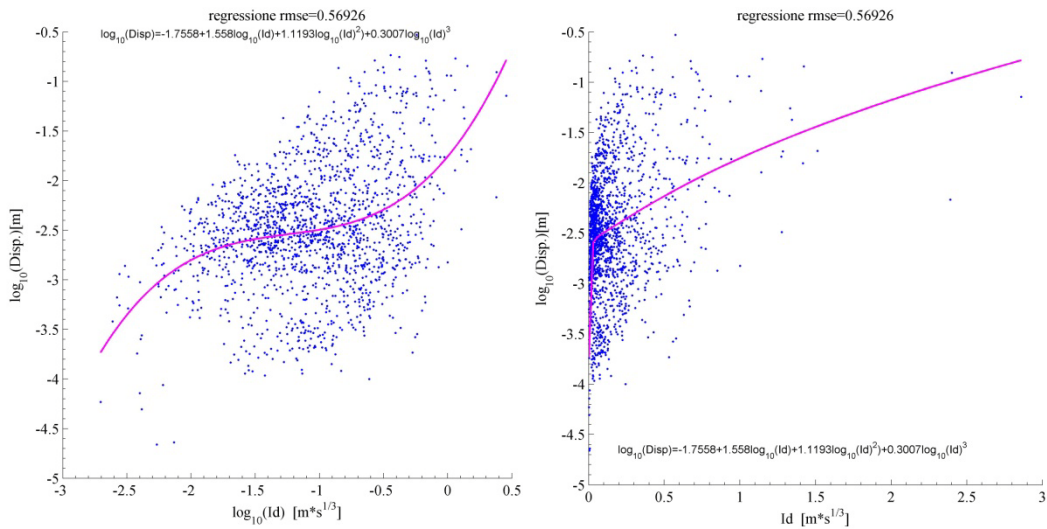
8.8 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pga

8.2.2. Misure inefficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s

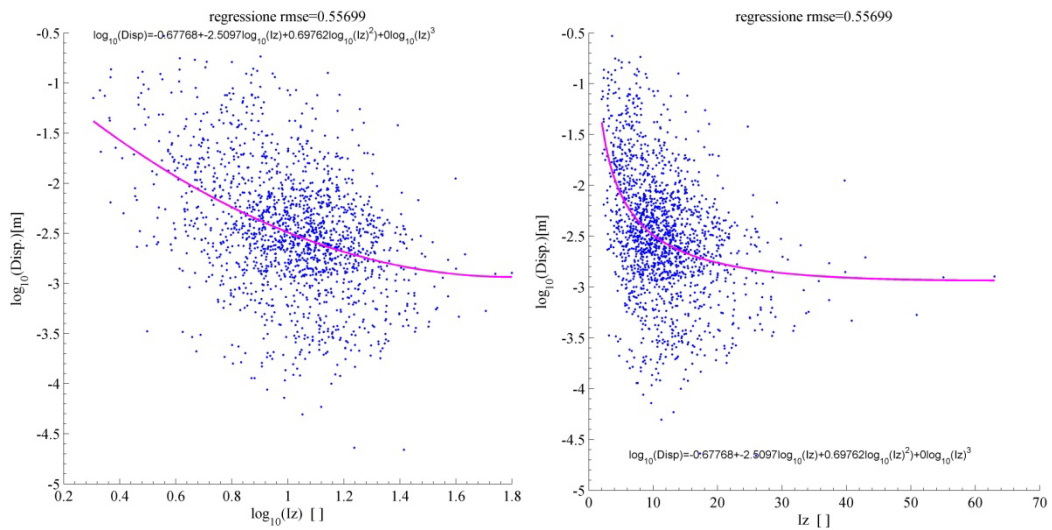
Regressione stepwise quattro parametri								
			Oscillatore con degrado					Oscillatore senza degrado
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>rmse</i>
vRs	x	x	-1.2284	2.1790	1.0288	0.2482	0.4392	0.4146
dTrif	x	x	-0.3648	-1.8146	0.0000	0.0722	0.4455	0.4148
IMc	0.05	2	-1.9052	1.2616	0.5377	0.1444	0.4659	0.4380
SIm	0.05	2	-1.4641	1.5255	0.5459	0.1030	0.4694	0.4416
SAavg_5	0.05	2	-1.8981	1.2241	0.4760	0.1143	0.4698	0.4420
dRms	x	x	0.0971	2.9455	1.1542	0.1726	0.5301	0.4984
pgd	x	x	-0.6631	2.6225	1.2703	0.2361	0.5308	0.4990
Iz	x	x	-0.6777	-2.5097	0.6976	0.0000	0.5570	0.5217
Id	x	x	-1.7558	1.5580	1.1193	0.3007	0.5693	0.5352
dRs	x	x	-1.6113	1.6463	1.0533	0.2501	0.5739	0.5447



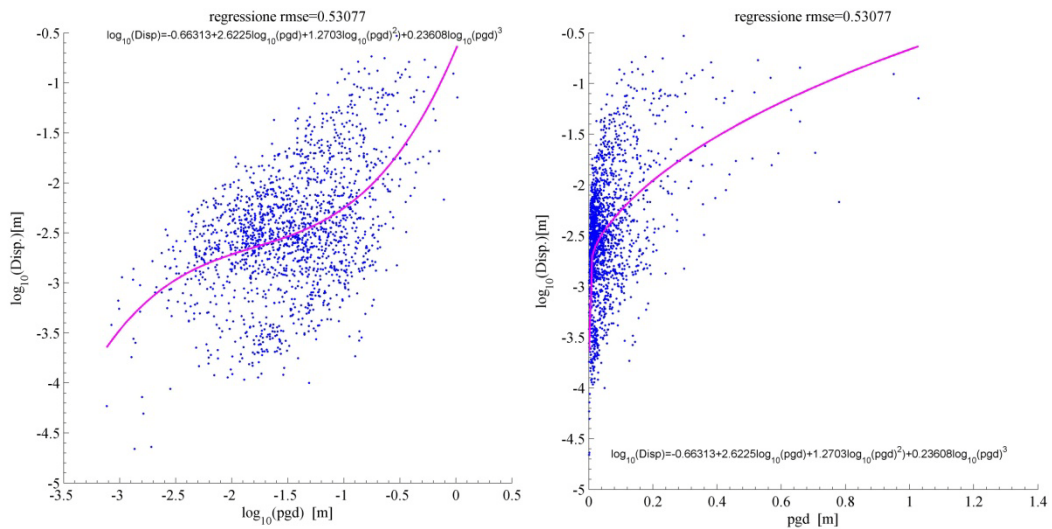
8.9 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



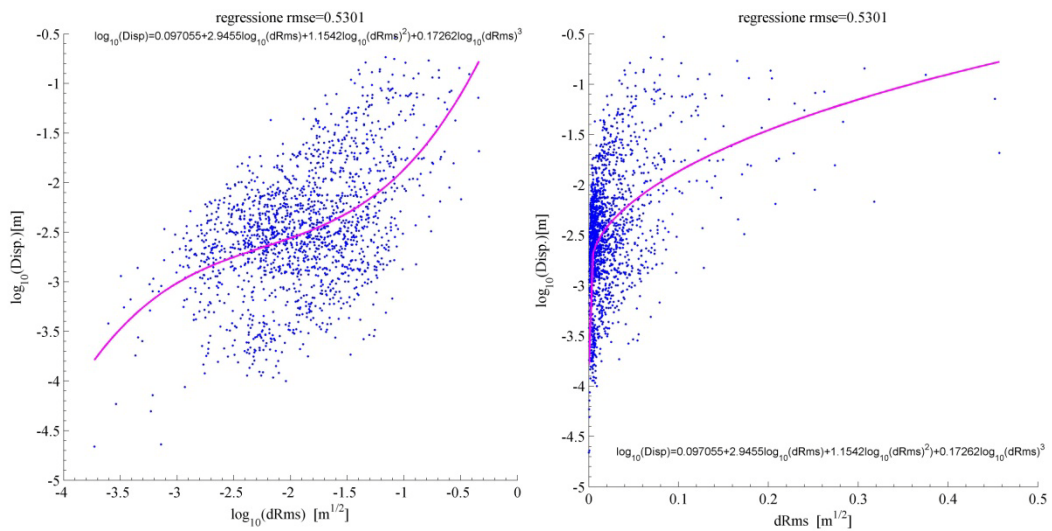
8.10 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id



8.11 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



8.12 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd

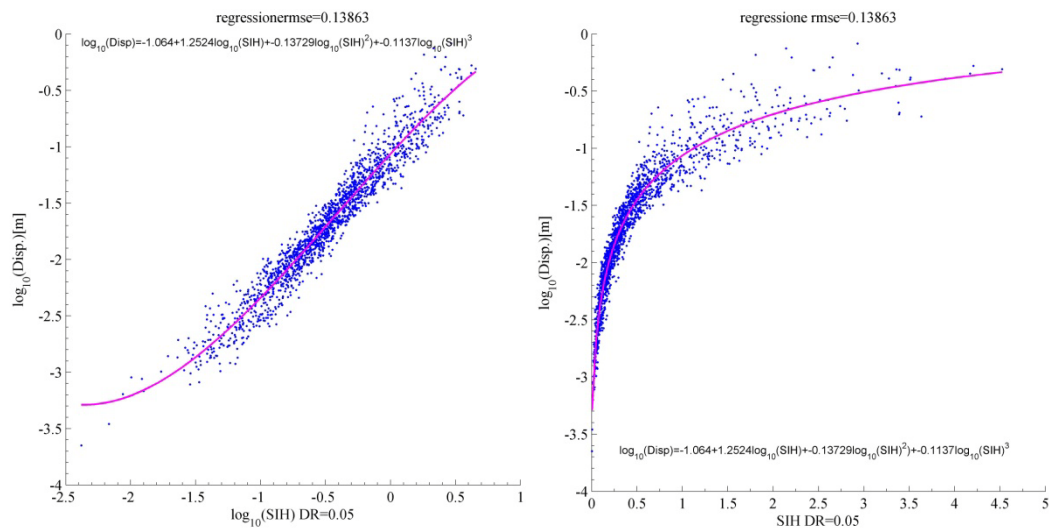


8.13 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRms

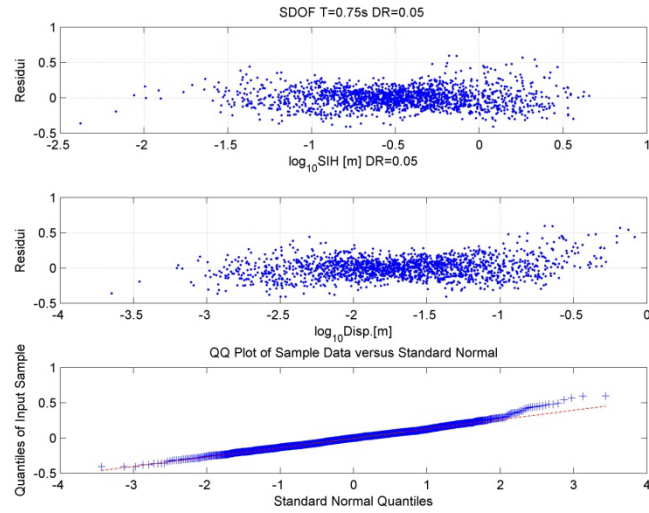
8.2.3. *Misure efficienti per sistemi SDOF T=0.75 s*

Tra le misure efficienti per i sistemi caratterizzati da un periodo proprio pari a 0.75 secondi, si trovano quelle spettrali basate sull'accelerazione e sulla velocità, oltre alla velocità di picco del terreno. Anche in questo caso la dispersione risulta essere maggiore per sistemi con degrado rispetto a quelli non degradanti.

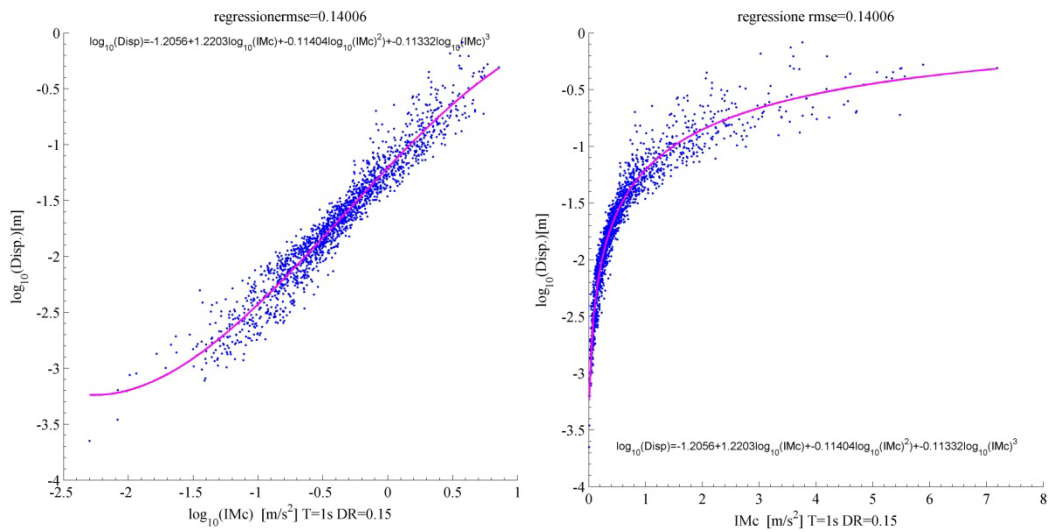
<i>Regressione stepwise quattro parametri</i>								
		<i>Oscillatore con degrado</i>					<i>Oscillatore senza degrado</i>	
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>rmse</i>
SIH	0.05	x	-1.0640	1.2524	-0.1373	-0.1137	0.1386	0.1329
IMc	0.15	1	-1.2056	1.2203	-0.1140	-0.1133	0.1401	0.1348
IMSRr6	0.15	0.75	-1.3033	1.2179	-0.1003	-0.1069	0.1426	0.1303
SIv	0.05	x	-0.6728	1.0402	-0.2937	-0.1186	0.1446	0.1356
SAavg_5	0.05	0.75	-1.6071	1.2461	-0.0476	-0.1307	0.1534	0.1446
SIm	0.05	0.75	-0.7403	0.9449	-0.3515	-0.1347	0.1566	0.1498
INP04	0.05	1	-1.5489	1.2500	-0.0572	-0.1365	0.1580	0.1536
PSaT_i	0.15	1.5	-1.2006	1.1982	-0.1023	-0.1119	0.1640	0.1600
MIV	x	x	-0.6637	1.0647	-0.1898	-0.0782	0.1869	0.1707
pgv	x	x	-0.4395	1.0920	-0.1996	-0.0775	0.1901	0.1735



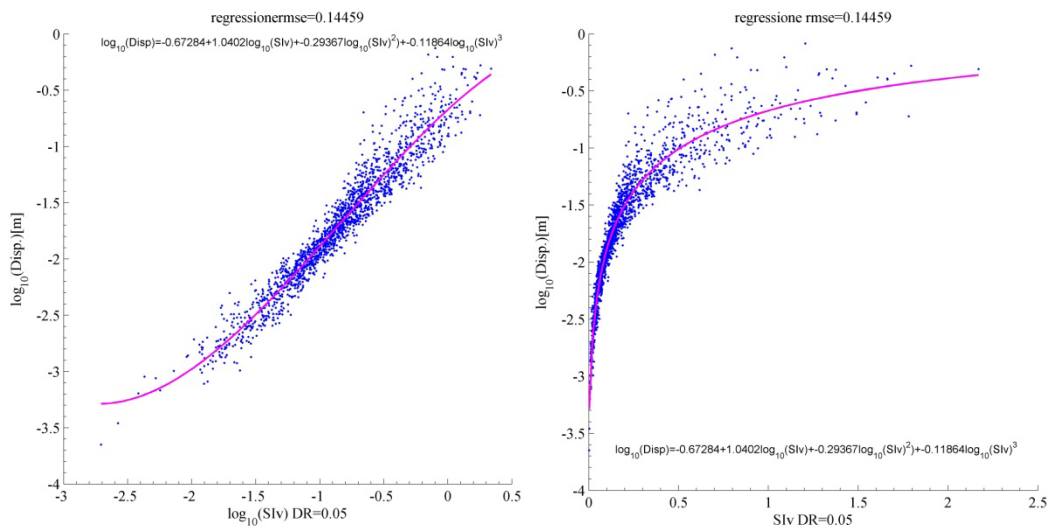
8.14 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIH DR=0.05



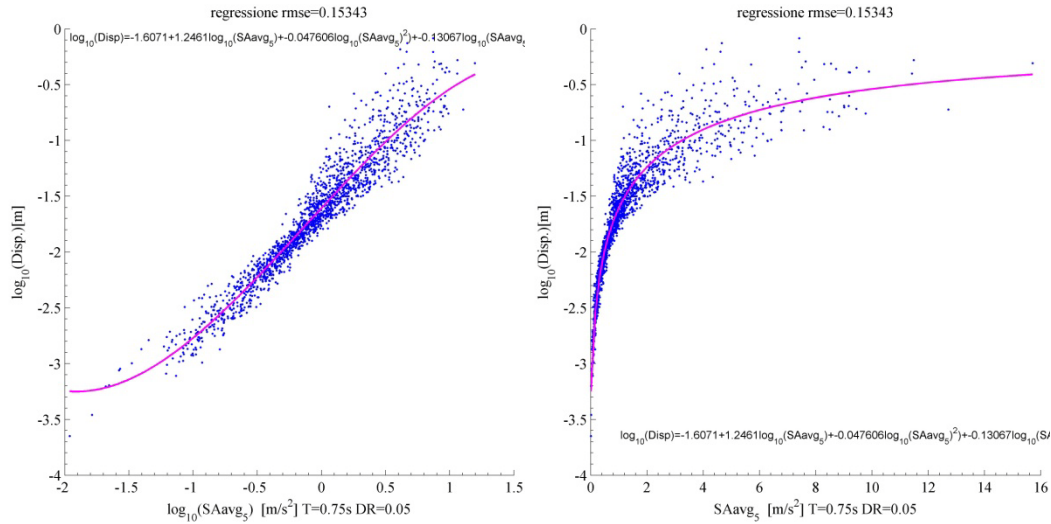
8.15 Residui e QQplot di SIH DR=0.05



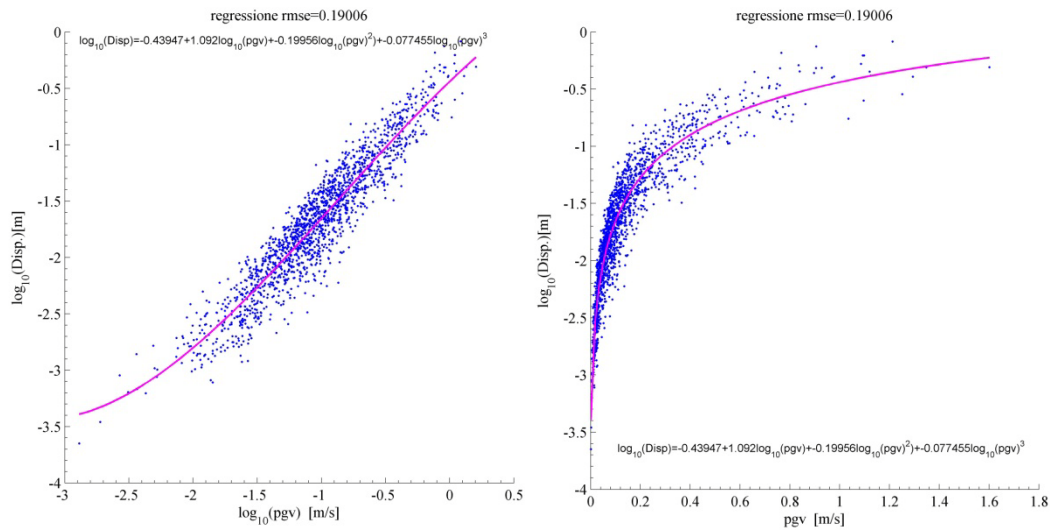
8.16 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMc T=1s DR=0.15



8.17 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIv DR=0.05



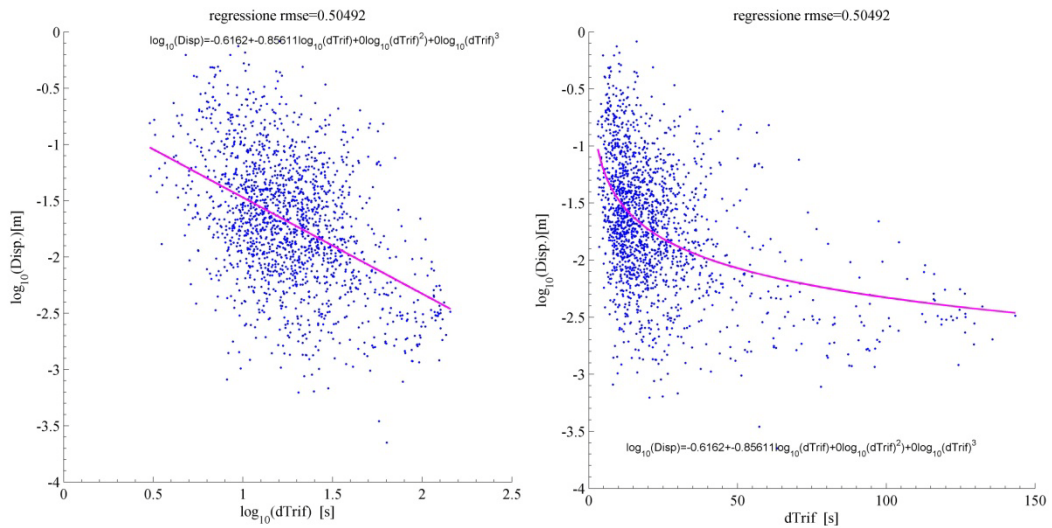
8.18 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=0.75s DR=0.05



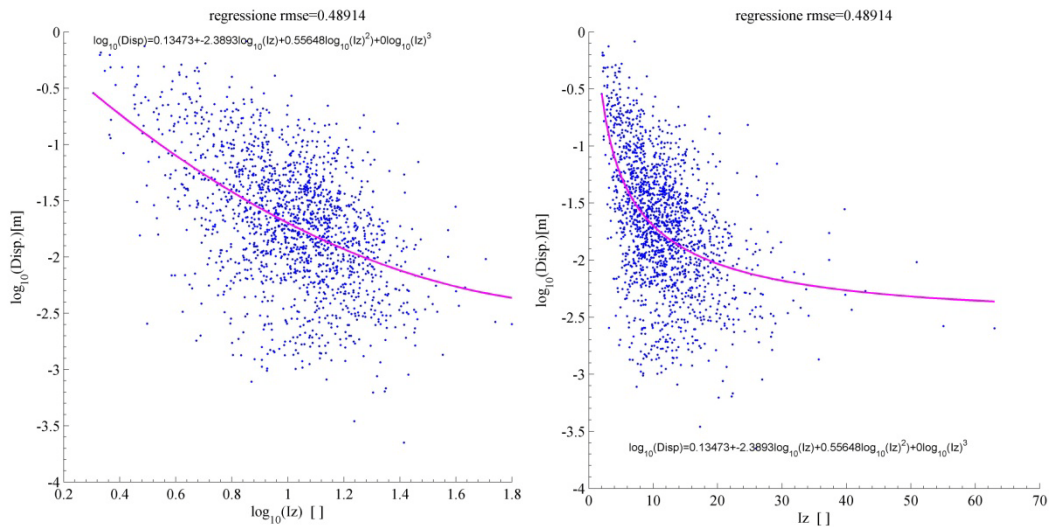
8.19 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgv

8.2.4. Misure inefficienti per sistemi SDOF T=0.75 s

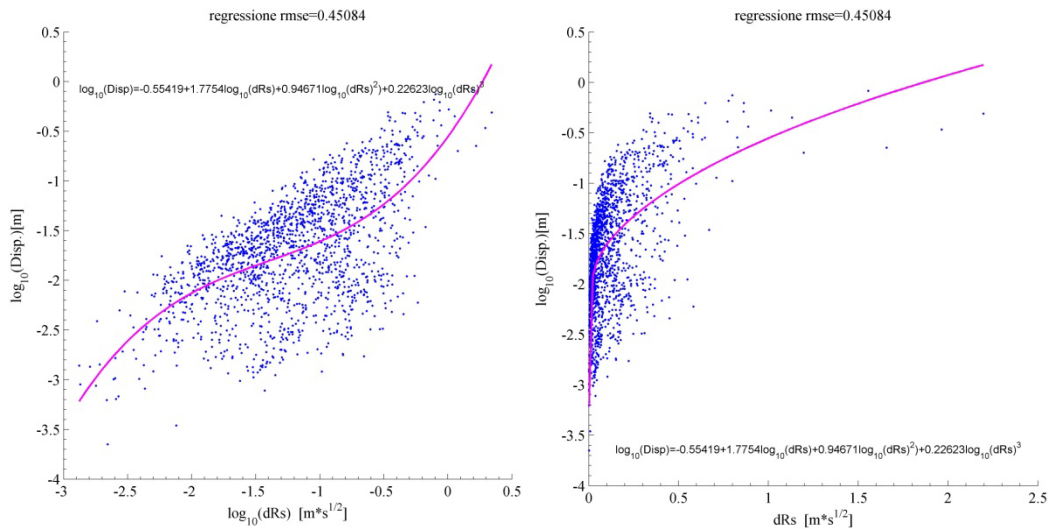
Regressione stepwise quattro parametri								
			Oscillatore con degrado					Oscillatore senza degrado
IM	ξ	T(IM)	a	b1	b2	b3	rmse	rmse
SIa	0.05	x	-0.3803	0.7933	0.0000	0.0000	0.3751	0.3580
SIm	0.05	0.1	-0.5705	0.7950	0.0000	0.0000	0.3755	0.3586
SIhkk	0.05	0.1	0.7463	0.7804	0.0000	0.0000	0.3770	0.3605
PSaT_i	0.05	0.1	-1.7720	0.7223	0.0000	0.0662	0.3777	0.3608
pgd	x	x	0.2230	2.3981	1.0174	0.1947	0.3923	0.3818
dRms	x	x	0.9352	2.6872	0.9644	0.1500	0.3960	0.3859
Id	x	x	-0.9704	0.6798	0.0000	0.0000	0.4464	0.4321
dRs	x	x	-0.5542	1.7754	0.9467	0.2262	0.4508	0.4425
Iz	x	x	0.1347	-2.3893	0.5565	0.0000	0.4891	0.4686
dTrif	x	x	-0.6162	-0.8561	0.0000	0.0000	0.5049	0.4842



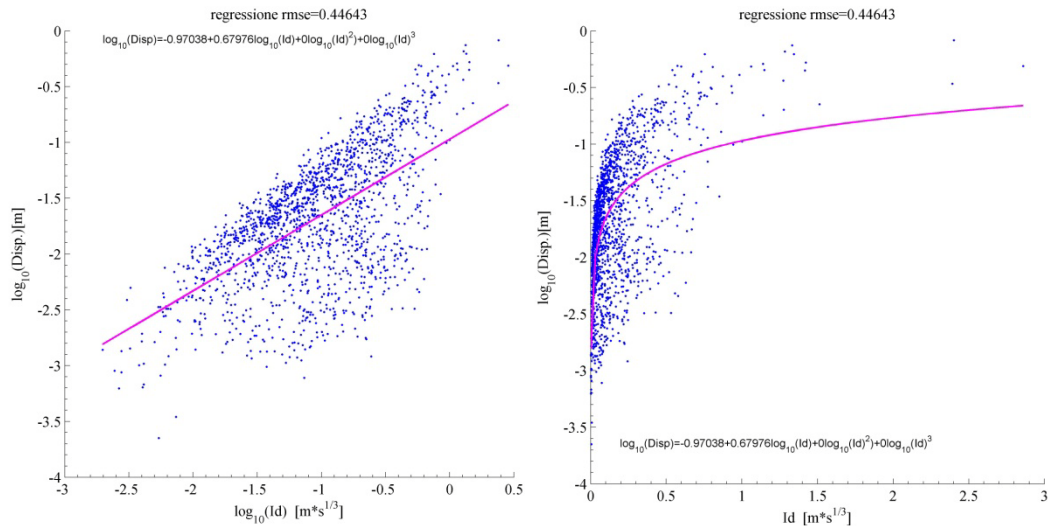
8.20 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif



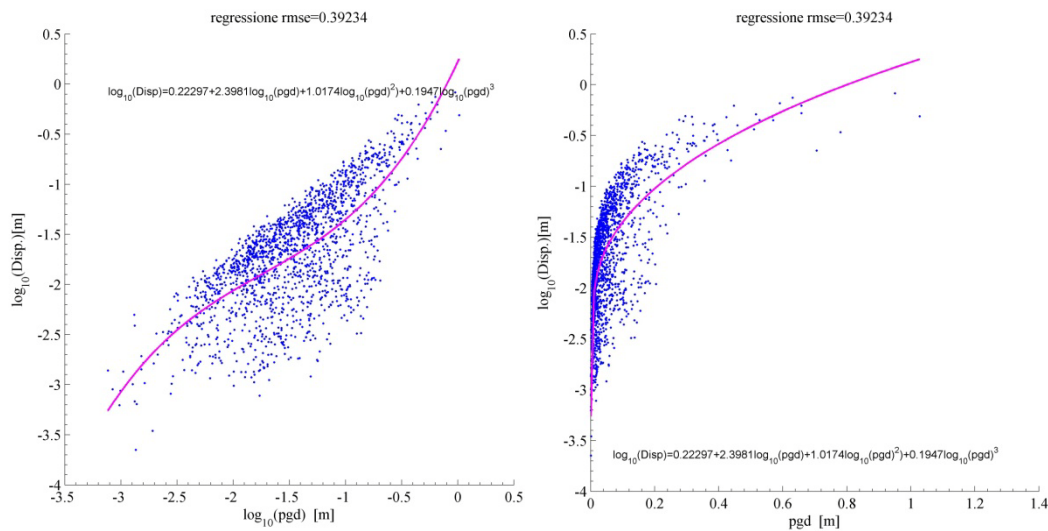
8.21 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



8.22 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dRs



8.23 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Id



8.24 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd

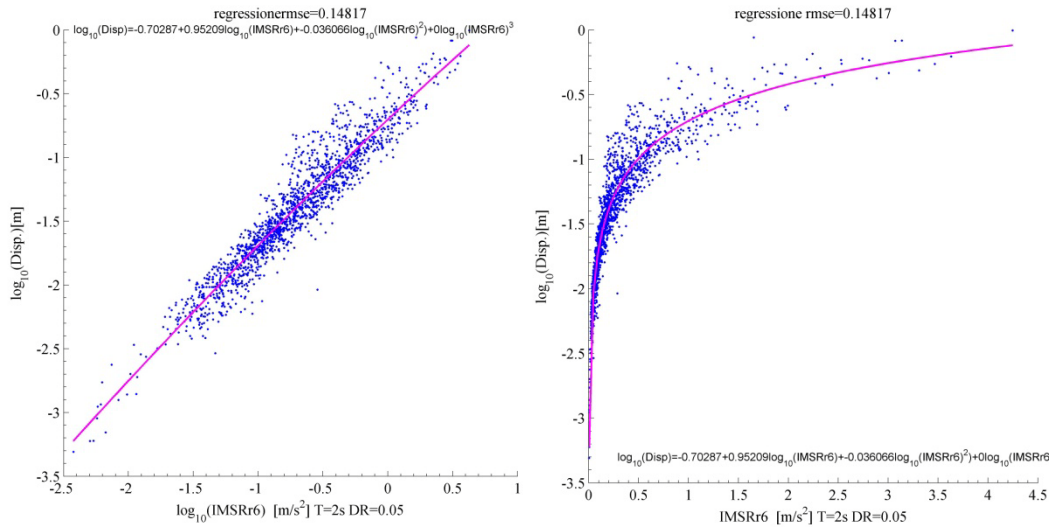
8.2.5. Misure efficienti per sistemi SDOF $T=2$ s

Per i sistemi più flessibili, con periodo proprio pari a due secondi, le misure che risultano essere maggiormente efficienti sono quelle definite sulla base di intervalli di accelerazione spettrale, oltre ad alcune misure basate sulla velocità e spostamento.

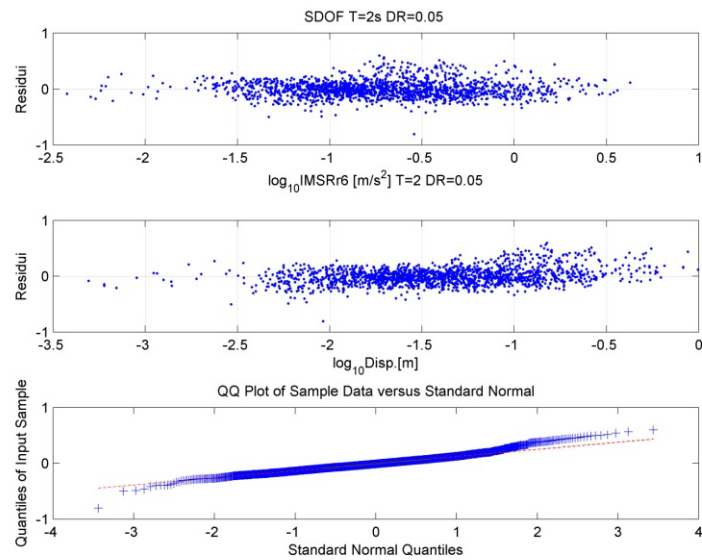
Regressione stepwise quattro parametri

			<i>Oscillatore con degrado</i>					<i>Oscillatore senza degrado</i>
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>rmse</i>
IMSRr6	0.05	2	-0.7029	0.9521	-0.0361	0.0000	0.1482	0.1461
IMc	0.05	2	-0.7841	0.9331	-0.0528	0.0000	0.1598	0.1535
vSq	x	x	-0.3576	0.6048	0.0000	-0.0026	0.1602	0.1535
SAavg_5	0.05	2	-0.7762	0.9120	-0.0591	0.0000	0.1607	0.1561

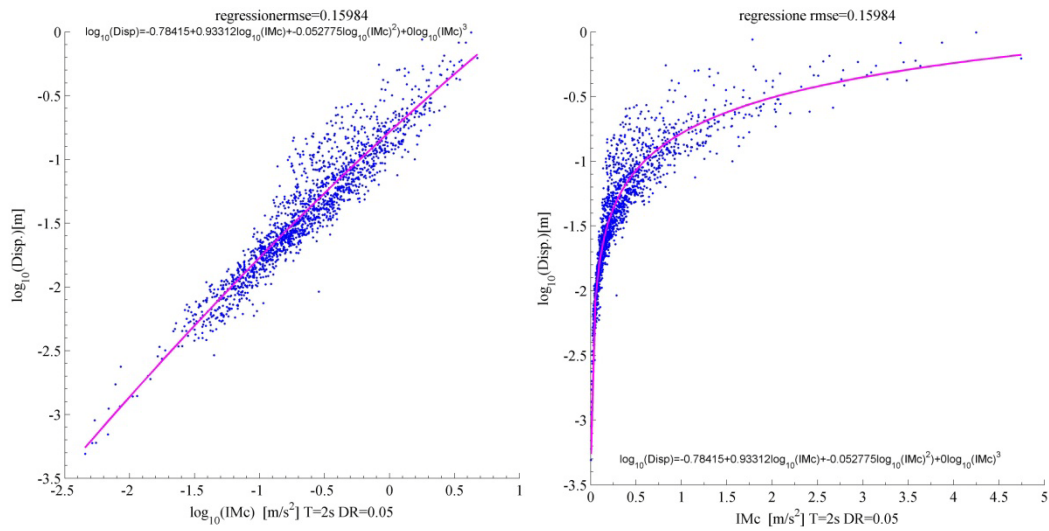
SI_m	0.05	2	-0.4983	0.8634	-0.0627	0.0000	0.1641	0.1591
pgd	x	x	0.1803	1.4648	0.3585	0.0689	0.1807	0.1914
IMCRr4	0.05	2	-0.8713	0.8991	-0.0703	0.0000	0.1819	0.1731
Pd	x	x	0.6892	0.8187	0.0998	0.0080	0.1864	0.1973
INP04	0.05	2	-0.9227	0.8959	-0.0714	0.0000	0.1938	0.1832
Iv	x	x	-0.9407	1.7525	0.0000	-0.1167	0.1997	0.1918



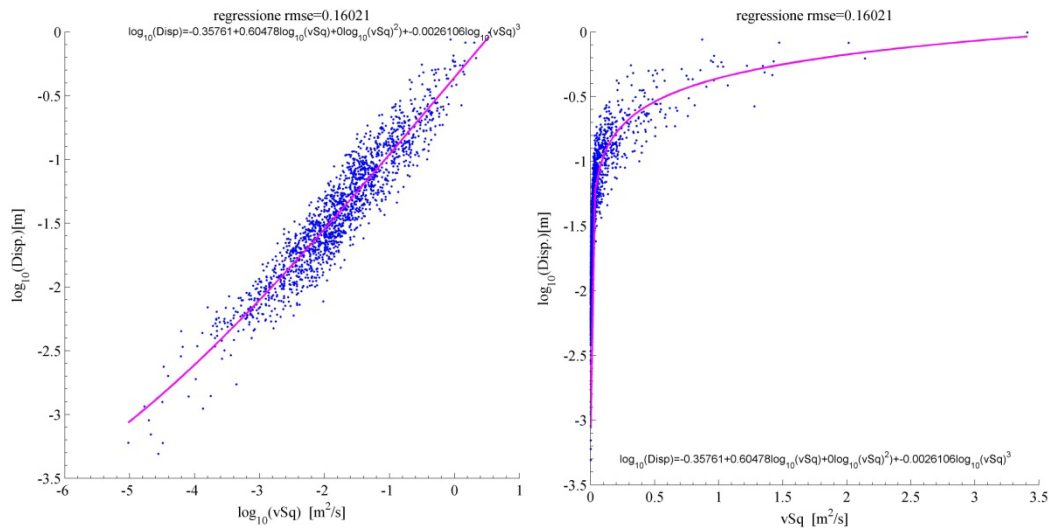
8.25 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMSRR6T=2s DR=0.05



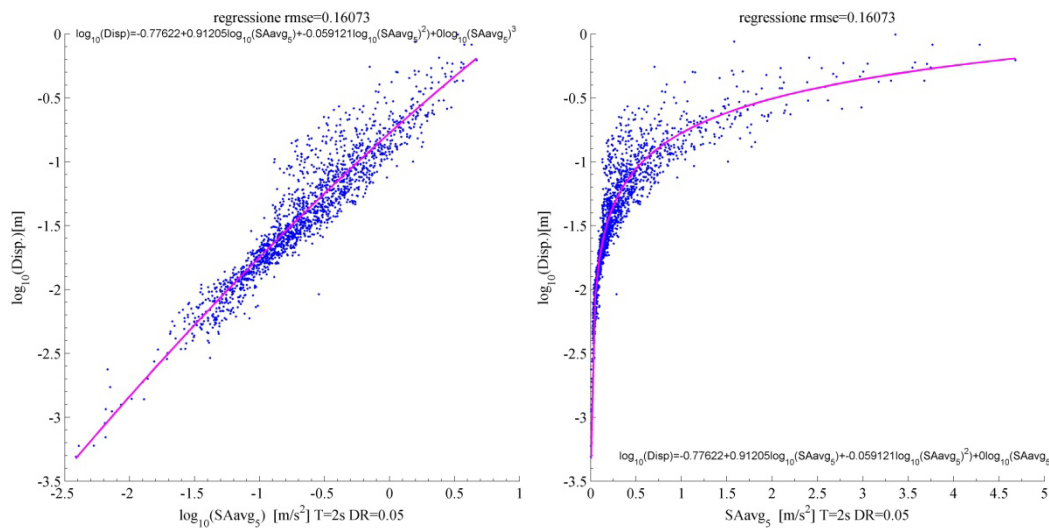
8.26 Residui e QQplot di IMSRR6 T=2s DR=0.05



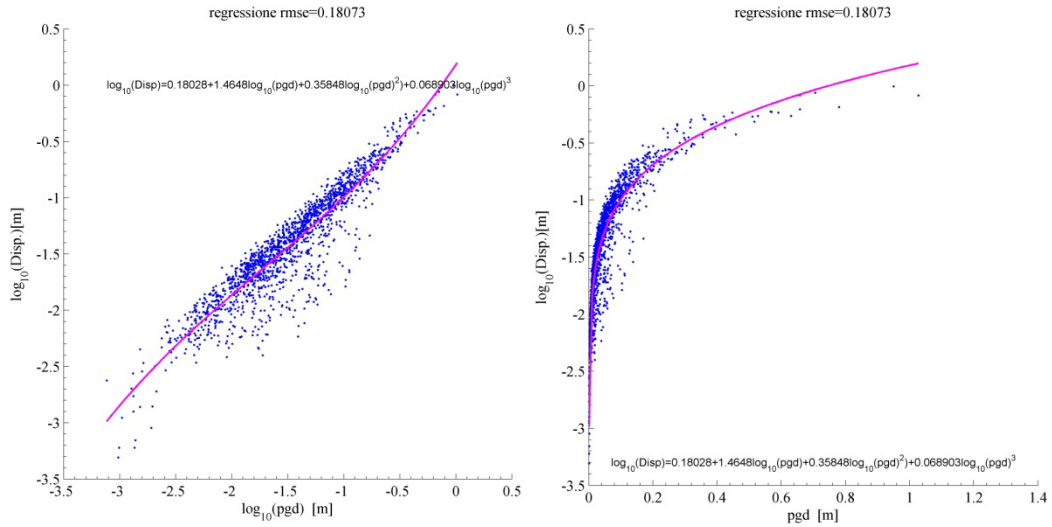
8.27 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di IMc T=2s DR=0.05



8.28 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di vSq



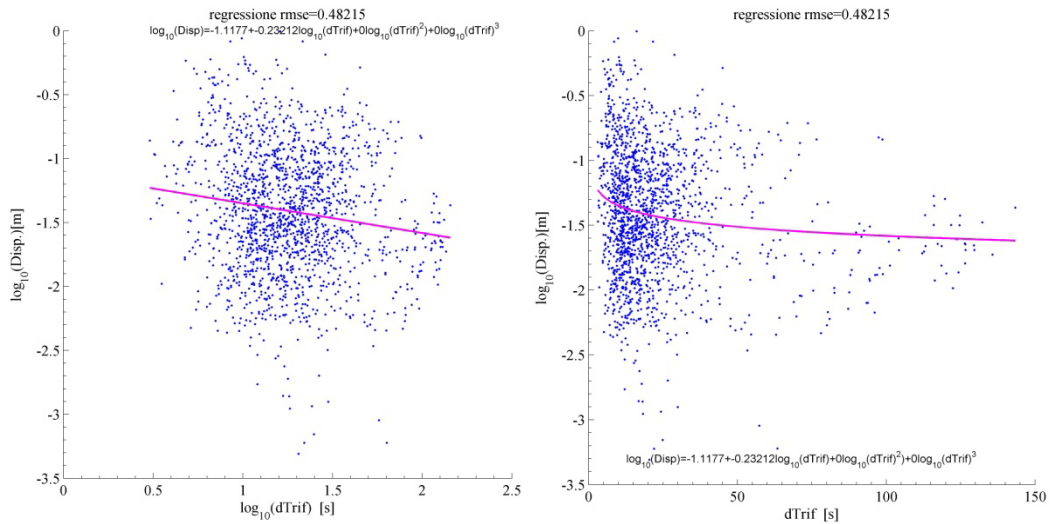
8.29 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SAavg T=2s DR=0.05



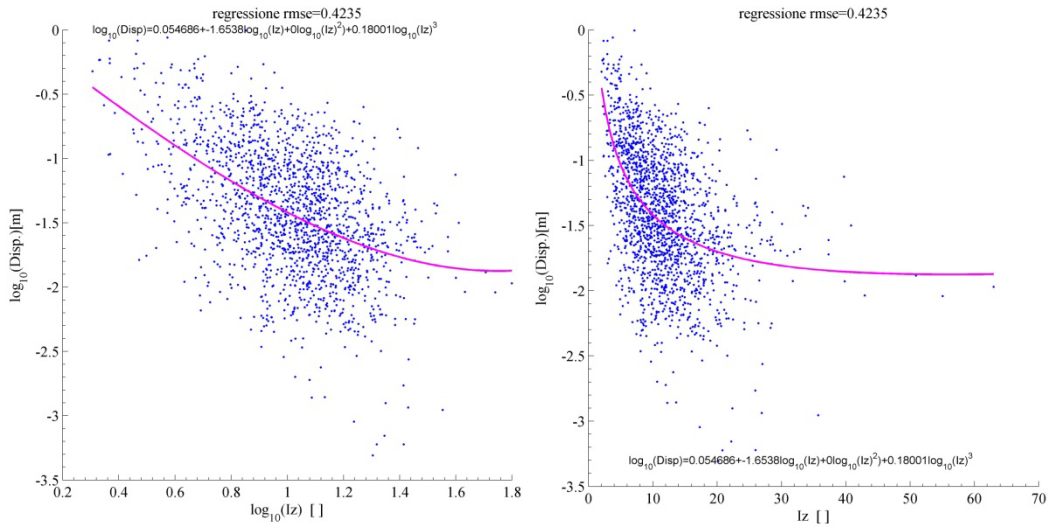
8.30 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pgd

8.2.6. Misure inefficienti per sistemi SDOF $T=2$ s

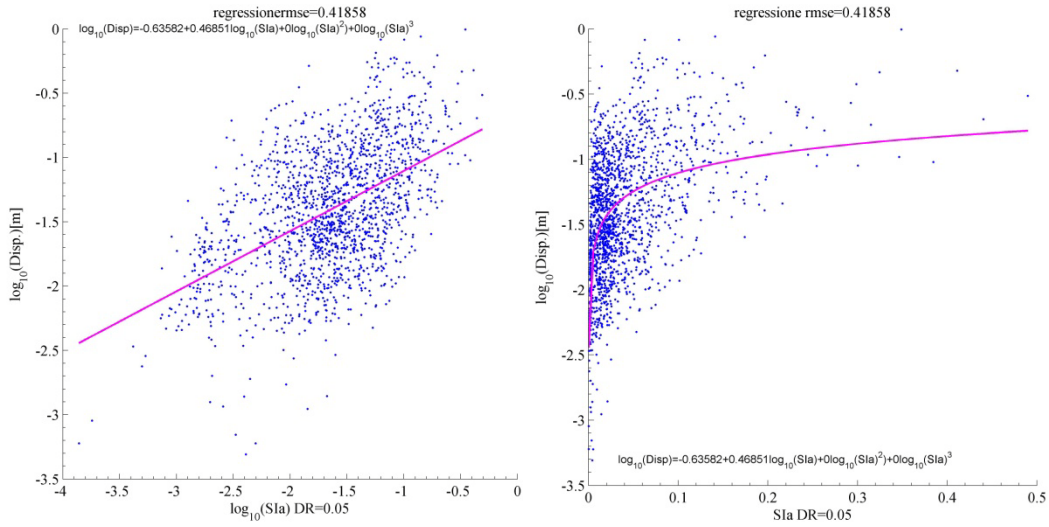
Regressione stepwise quattro parametri								
			Oscillatore con degrado					Oscillatore senza degrado
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b1</i>	<i>b2</i>	<i>b3</i>	<i>rmse</i>	<i>rmse</i>
pga	x	x	-1.3920	0.4830	0.1888	0.2000	0.3902	0.3845
EPA	x	x	-1.1102	0.8176	0.4947	0.1933	0.3954	0.3901
SIa	0.15	x	-0.4985	0.5154	0.0000	0.0000	0.4091	0.4007
INP04	0.05	0.1	-1.4857	0.3109	0.0729	0.1829	0.4139	0.4105
PSaT_i	0.05	0.1	-1.4703	0.3079	0.0734	0.1799	0.4150	0.4117
SIa	0.05	x	-0.6358	0.4685	0.0000	0.0000	0.4186	0.4110
SIm	0.05	0.1	-0.7492	0.4688	0.0000	0.0000	0.4189	0.4117
SIhkk	0.05	0.1	0.0316	0.4616	0.0000	0.0000	0.4190	0.4110
Iz	x	x	0.0547	-1.6538	0.0000	0.1800	0.4235	0.4203
dTrif	x	x	-1.1177	-0.2321	0.0000	0.0000	0.4821	0.4829



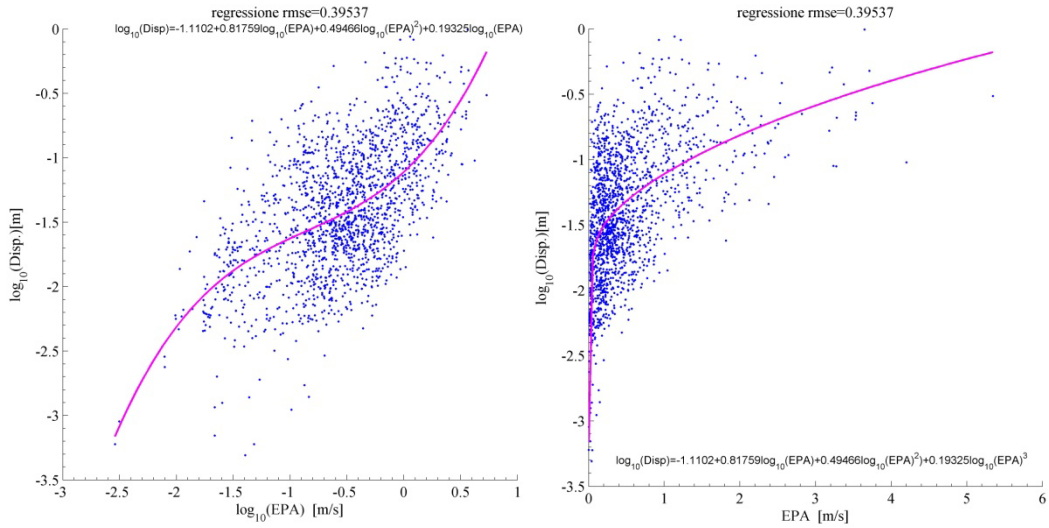
8.31 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di dTrif



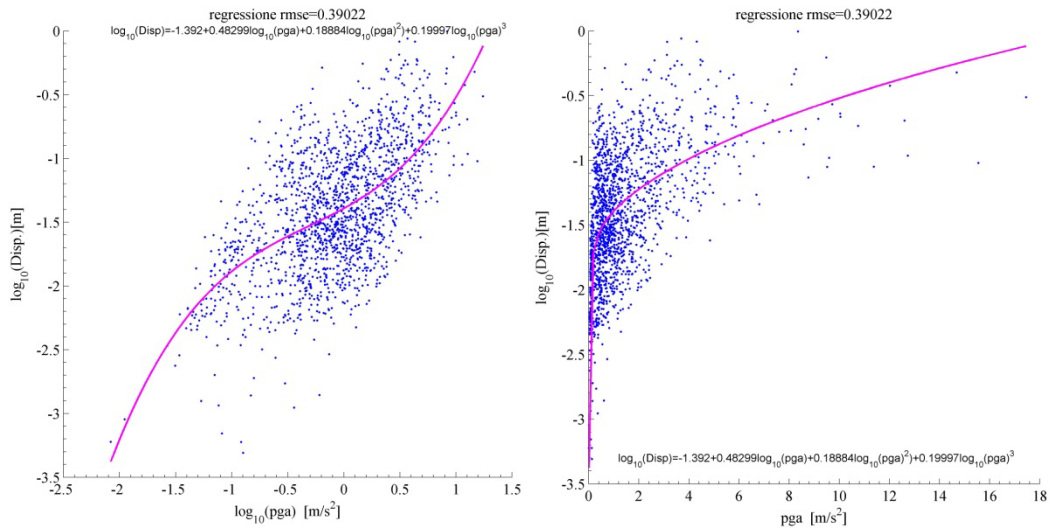
8.32 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di Iz



8.33 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di SIa DR=0.05



8.34 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di EPA DR=0.05



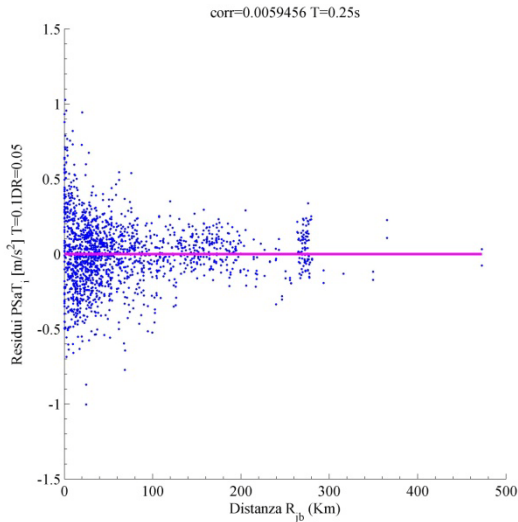
8.35 Regressione stepwise in scala log-log e semilogaritmica di pga

8.3. Sufficienza per sistemi SDOF con degrado ciclico nei confronti della distanza Rjb

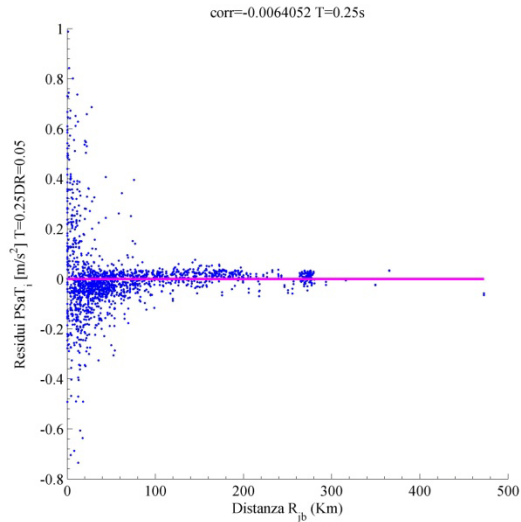
La sufficienza, come nei casi precedenti, viene valutata nei confronti della distanza dal campo di rottura e della magnitudo momento M_w , mettendo queste grandezze caratteristiche del terremoto in relazione ai residui derivanti dalle analisi di regressione effettuate per determinare l'efficienza della misura d'intensità. Come fatto per l'efficienza si mettono a confronto i risultati delle regressioni, ora di tipo lineari, condotte per i sistemi con degrado ciclico e senza degrado e di seguito si riportano quelle misure che mostrano una più alta sufficienza, oltre a quelle che risultano meno sufficienti.

8.3.1. Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.25$ s

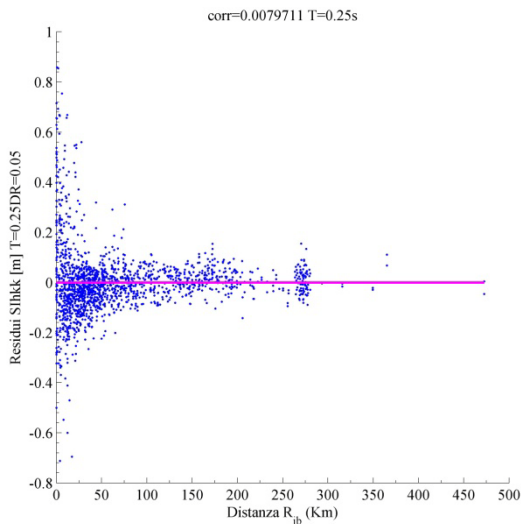
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ξ	T(IM)	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
PSaT_i	0.05	0.1	0.000	0.000	0.8062	0.0059	0.0000	0.0000	0.9413	0.0018
PSaT_i	0.05	0.25	0.000	0.000	0.7916	-0.0064	0.0000	0.0000	0.5571	-0.0142
SIhkk	0.05	0.25	0.000	0.000	0.7422	0.0080	0.0000	0.0000	0.9635	-0.0011
SIm	0.05	0.1	0.000	0.000	0.5548	0.0143	0.0000	0.0000	0.6735	0.0102
IMCRr4	0.05	0.1	0.000	0.000	0.4848	0.0169	0.0000	0.0000	0.5928	0.0130
SIa	0.15	x	0.000	0.000	0.4800	0.0171	0.0000	0.0000	0.6445	0.0112
INP04	0.05	0.1	0.000	0.000	0.3934	0.0207	0.0000	0.0000	0.4940	0.0166
EPA	x	x	0.000	0.000	0.3790	-0.0213	0.0000	0.0000	0.1768	-0.0327
IMc	0.05	0.1	0.000	0.000	0.2808	0.0261	0.0000	0.0000	0.3749	0.0215
pga	x	x	0.000	0.000	0.0637	-0.0449	0.0000	0.0000	0.0210	-0.0559



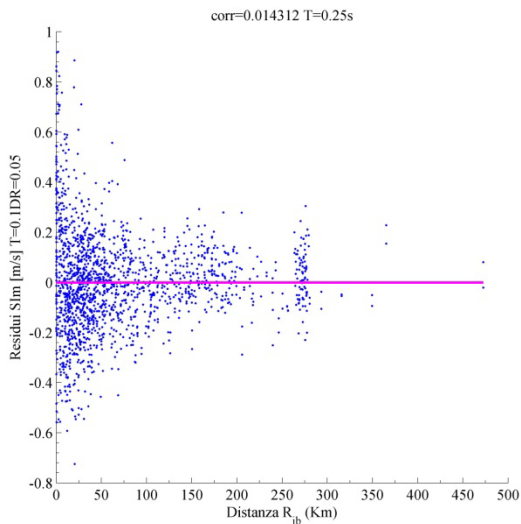
8.36 Residui-Rjb PSaT T=0.1s DR=0.05



8.37 Residui-Rjb PSaT T=0.25s DR=0.05



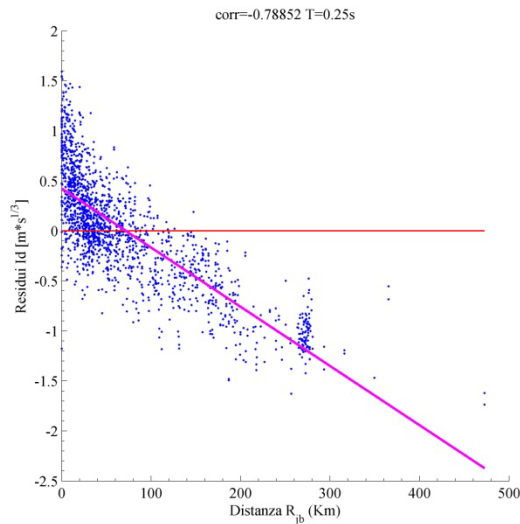
8.38 Residui-Rjb SIhkk T=0.25s DR=0.05



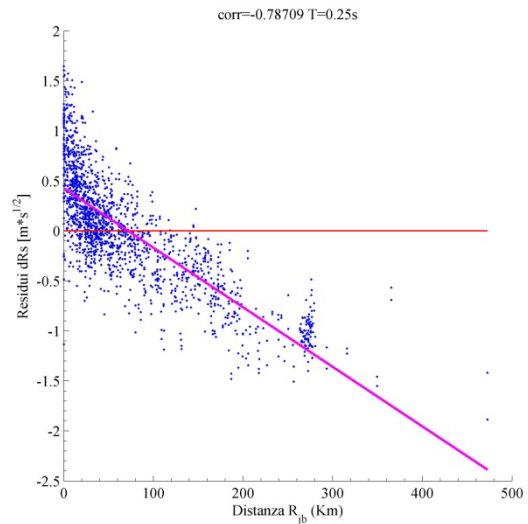
8.39 Residui-Rjb SIIm T=0.1s DR=0.05

8.3.2. Misure meno sufficienti per sistemi SDOF T=0.25 s

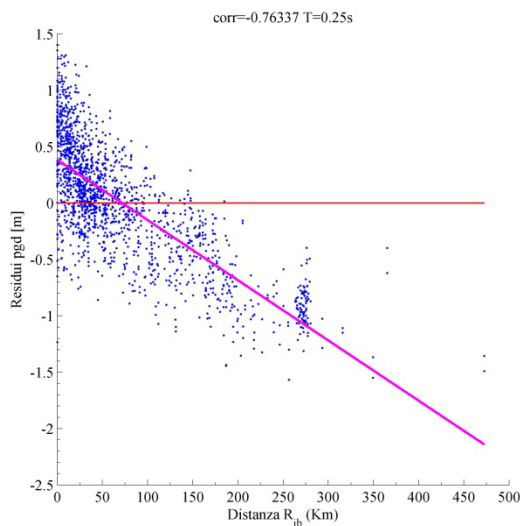
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ζ	T(IM)	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
PDe	x	x	0.2640	-0.0037	0.0000	-0.6853	0.2640	-0.0036	0.0000	-0.6979
SIm	0.05	2	0.3048	-0.0043	0.0000	-0.6872	0.3048	-0.0041	0.0000	-0.7003
vRs	x	x	0.2874	-0.0040	0.0000	-0.6923	0.2874	-0.0039	0.0000	-0.7045
IMSRr6	0.05	2	0.3115	-0.0043	0.0000	-0.6947	0.3115	-0.0042	0.0000	-0.7076
Iz	x	x	0.3672	-0.0051	0.0000	-0.6975	0.3672	-0.0049	0.0000	-0.7090
Iv	x	x	0.2852	-0.0040	0.0000	-0.6992	0.2852	-0.0038	0.0000	-0.7114
dRms	x	x	0.3760	-0.0052	0.0000	-0.7506	0.3760	-0.0050	0.0000	-0.7618
pgd	x	x	0.3829	-0.0053	0.0000	-0.7634	0.3829	-0.0051	0.0000	-0.7743
dRs	x	x	0.4268	-0.0060	0.0000	-0.7871	0.4268	-0.0058	0.0000	-0.8078
Id	x	x	0.4242	-0.0059	0.0000	-0.7885	0.4242	-0.0056	0.0000	-0.7980



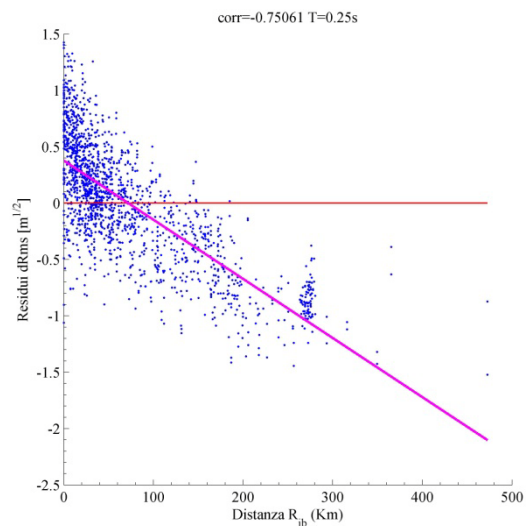
8.40 Residui-Rjb Id



8.41 Residui-Rjb dRs



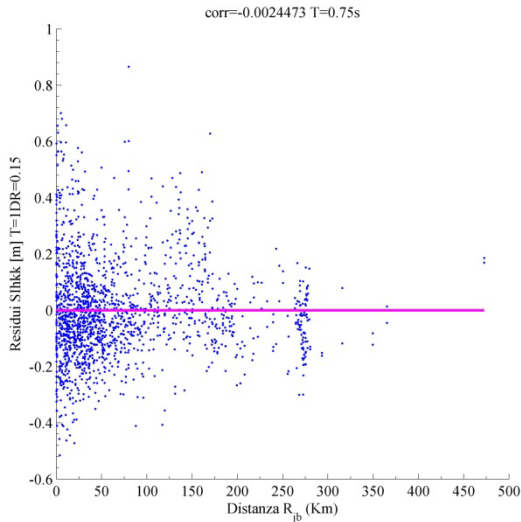
8.42 Residui-Rjb pgeI



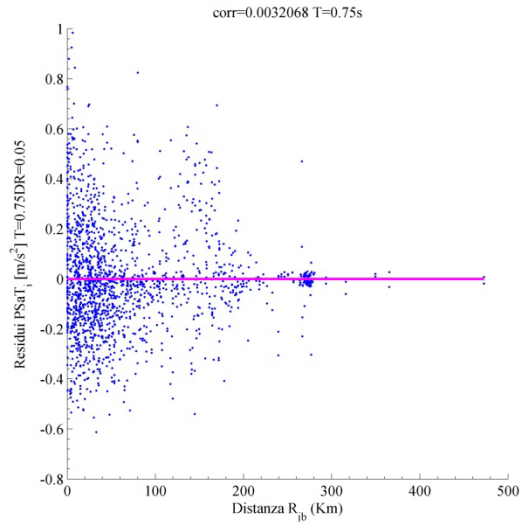
8.43 Residui-Rjb dRms

8.3.3. Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s

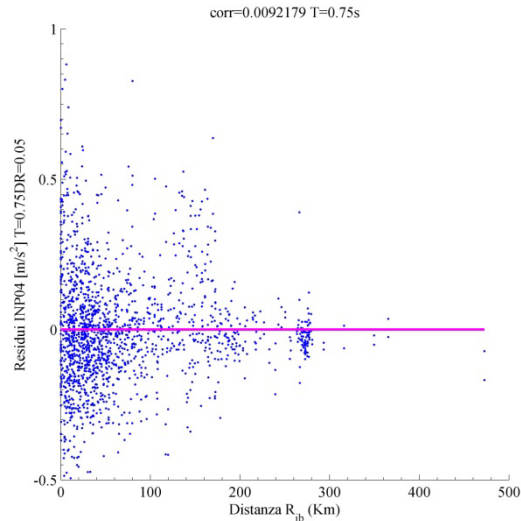
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ξ	T(IM)	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
SIhkk	0.15	1	0.0000	0.0000	0.9196	-0.0024	0.0000	0.0000	0.4098	-0.0200
PSaT_i	0.05	0.75	0.0000	0.0000	0.8947	0.0032	0.0000	0.0000	0.5983	-0.0128
INP04	0.05	0.75	0.0000	0.0000	0.7037	0.0092	0.0000	0.0000	0.4624	-0.0178
SIv	0.15	x	0.0000	0.0000	0.5341	0.0151	0.0000	0.0000	0.3000	-0.0251
IMc	0.15	0.75	0.0000	0.0000	0.4397	-0.0187	0.0000	0.0000	0.0311	-0.0522
EPV	x	x	0.0000	0.0000	0.3513	-0.0226	0.0000	0.0000	0.1005	-0.0398
IMCRr4	0.05	0.75	0.0000	0.0000	0.3446	-0.0229	0.0000	0.0000	0.0192	-0.0567
Iap	x	x	0.0000	0.0000	0.2126	0.0302	0.0000	0.0000	0.3466	0.0228
SIH	0.15	x	0.0000	0.0000	0.1998	-0.0311	0.0000	0.0000	0.0013	-0.0778
SIm	0.05	0.1	0.0000	0.0000	0.0613	0.0453	0.0000	0.0000	0.1686	0.0334



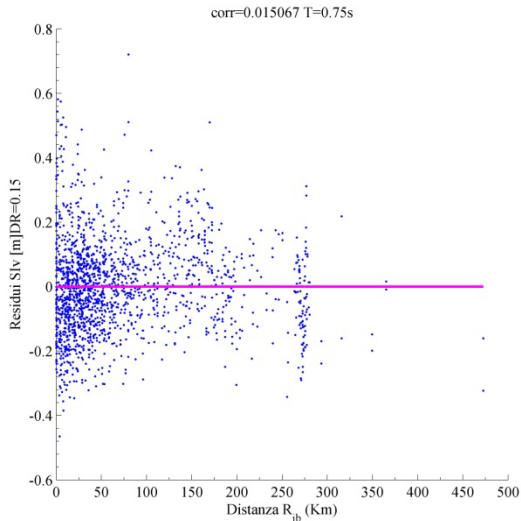
8.44 Residui-Rjb SIhkk T=1s DR=0.15



8.45 Residui-Rjb PSaT T=0.75s DR=0.05



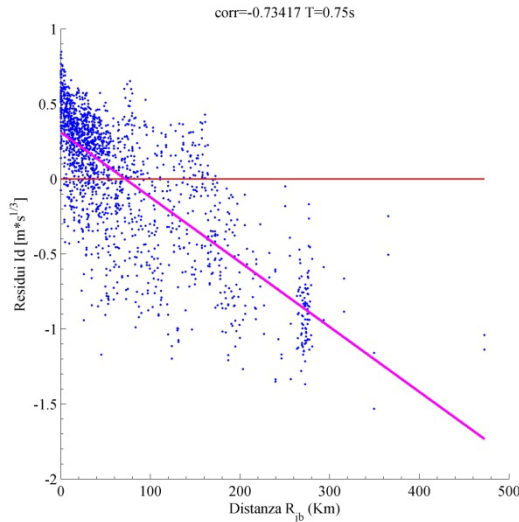
8.46 Residui-Rjb INP04 T=0.75s DR=0.05



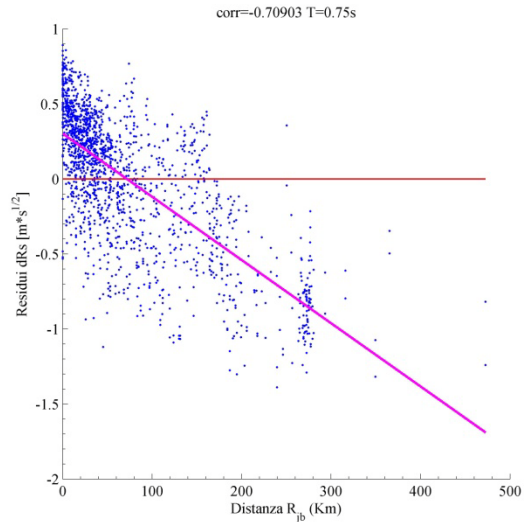
8.47 Residui-Rjb SIv DR=0.15

8.3.4. Misure meno sufficienti per sistemi SDOF T=0.75 s

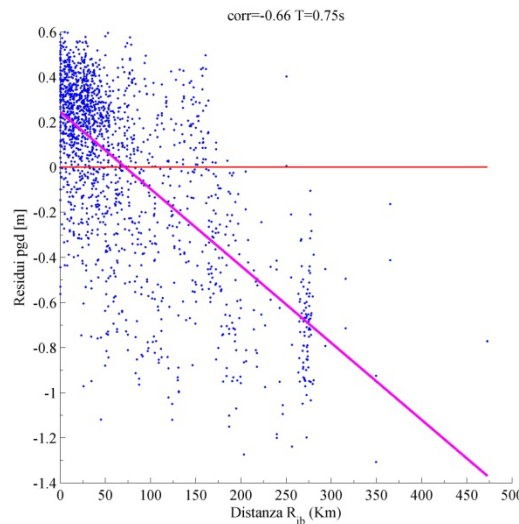
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ζ	T(IM)	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
PDe	x	x	0.1273	-0.0018	0.0000	-0.4766	0.1273	-0.0018	0.0000	-0.4881
PSaT_i	0.05	2	0.1057	-0.0015	0.0000	-0.4828	0.1057	-0.0015	0.0000	-0.4919
Iz	x	x	0.2346	-0.0033	0.0000	-0.5075	0.2346	-0.0032	0.0000	-0.5145
vRs	x	x	0.1357	-0.0019	0.0000	-0.5688	0.1357	-0.0019	0.0000	-0.5744
SAavg_5	0.05	2	0.1464	-0.0020	0.0000	-0.5705	0.1464	-0.0020	0.0000	-0.5732
Iv	x	x	0.1388	-0.0019	0.0000	-0.5708	0.1388	-0.0019	0.0000	-0.5827
dRms	x	x	0.2350	-0.0033	0.0000	-0.6281	0.2350	-0.0032	0.0000	-0.6329
pgd	x	x	0.2447	-0.0034	0.0000	-0.6600	0.2447	-0.0033	0.0000	-0.6647
dRs	x	x	0.3021	-0.0042	0.0000	-0.7090	0.3021	-0.0041	0.0000	-0.7083
Id	x	x	0.3099	-0.0043	0.0000	-0.7342	0.3099	-0.0041	0.0000	-0.7202



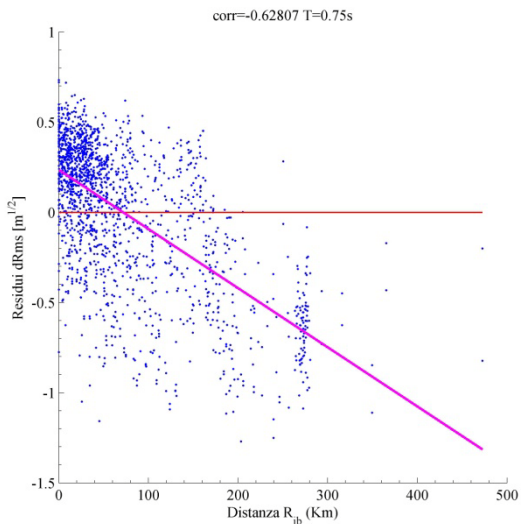
8.48 Residui-Rjb Id



8.49 Residui-Rjb dRs



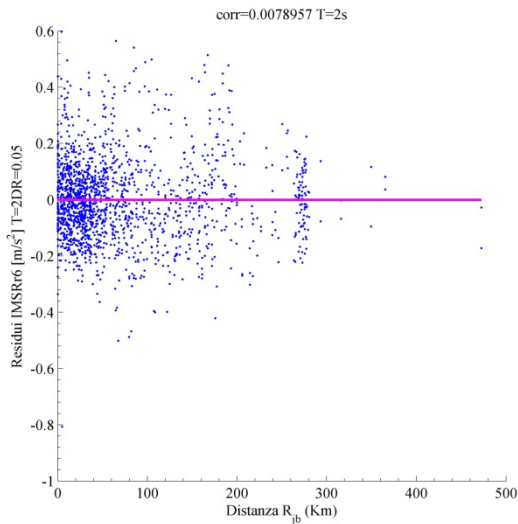
8.50 Residui-Rjb pgeI



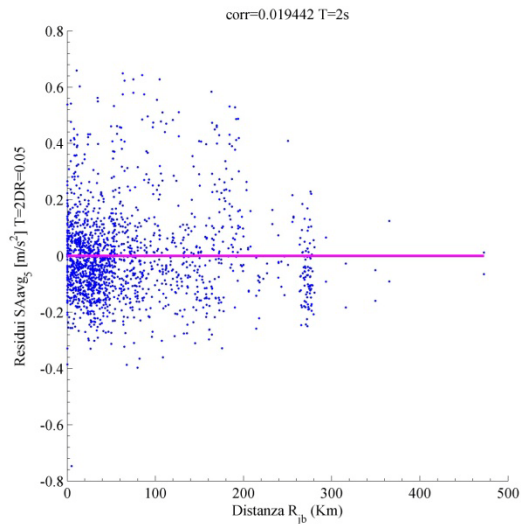
8.51 Residui-Rjb dRms

8.3.5. Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=2$ s

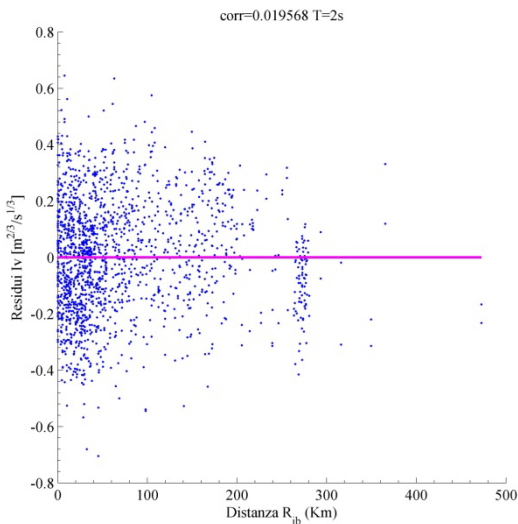
Regressione lineare											
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado				
IM	ξ	$T(IM)$	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r	
IMSRr6	0.05	2	0.0000	0.0000	0.7446	0.0079	0.0000	0.0000	0.0007	-0.0823	
SAavg_5	0.05	2	0.0000	0.0000	0.4224	0.0194	0.0000	0.0000	0.0163	-0.0582	
Iv	x	x	0.0000	0.0000	0.4194	0.0196	0.0000	0.0000	0.0631	-0.0450	
SIm	0.05	2	0.0000	0.0000	0.3712	0.0217	0.0000	0.0000	0.0274	-0.0534	
PDe	x	x	0.0000	0.0000	0.1318	-0.0365	0.0000	0.0000	0.0029	-0.0720	
IMc	0.05	2	-0.0083	0.0001	0.0237	0.0548	-0.0083	0.0000	0.3358	-0.0233	
vSq	x	x	-0.0123	0.0002	0.0008	0.0809	-0.0123	0.0000	0.9738	-0.0008	
IMCRr4	0.05	2	-0.0142	0.0002	0.0007	0.0824	-0.0142	0.0000	0.4348	0.0189	
PSaT_i	0.05	0.1	-0.0333	0.0005	0.0004	0.0849	-0.0333	0.0004	0.0019	0.0750	
INP04	0.05	0.1	-0.0343	0.0005	0.0003	0.0878	-0.0343	0.0004	0.0014	0.0775	



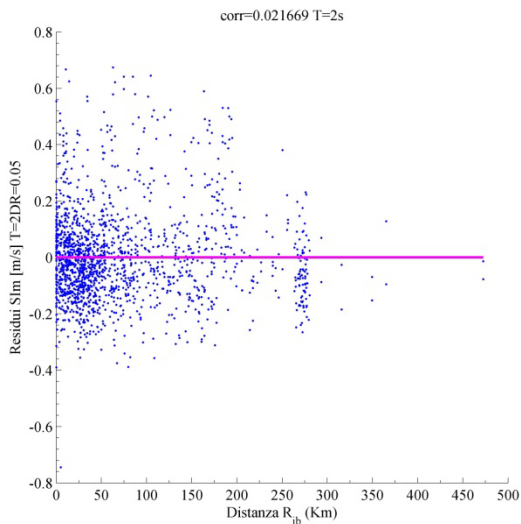
8.52 Residui-Rjb IMSR6 T=2s DR=0.05



8.53 Residui-Rjb SAavg T=2s DR=0.05



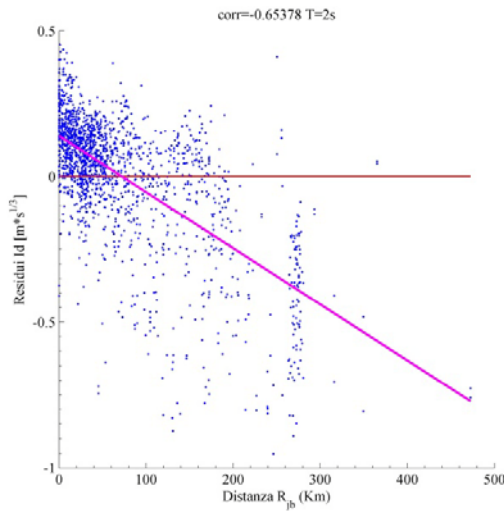
8.54 Residui-Rjb Iv



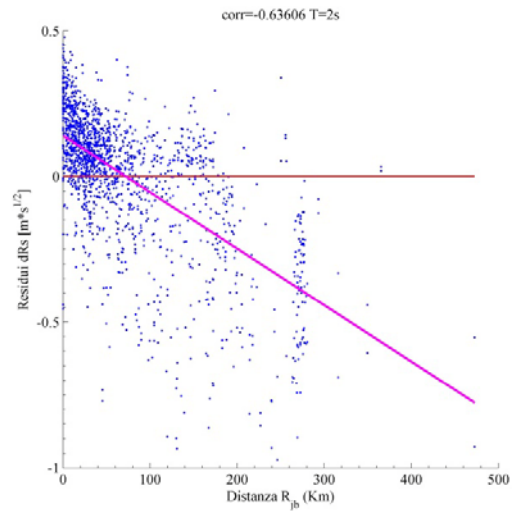
8.55 Residui-Rjb SIm T=2s DR=0.05

8.3.6. Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=2 s$

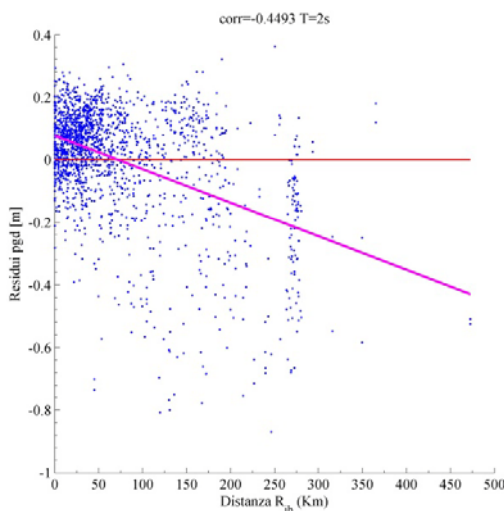
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ζ	T(IM)	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
If	x	x	-0.0496	0.0007	0.0000	0.2449	-0.0496	0.0006	0.0000	0.2087
IMc	0.15	1	-0.0651	0.0009	0.0000	0.2656	-0.0651	0.0008	0.0000	0.2511
SIv	0.15	x	-0.0731	0.0010	0.0000	0.2664	-0.0731	0.0010	0.0000	0.2607
SIH	0.15	x	-0.0761	0.0011	0.0000	0.2944	-0.0761	0.0010	0.0000	0.2871
pgv	x	x	-0.0775	0.0011	0.0000	0.3320	-0.0775	0.0010	0.0000	0.3198
dRms	x	x	0.0640	-0.0009	0.0000	-0.3634	0.0640	-0.0011	0.0000	-0.4193
vRms	x	x	-0.0798	0.0011	0.0000	0.3767	-0.0798	0.0010	0.0000	0.3630
pgd	x	x	0.0767	-0.0011	0.0000	-0.4493	0.0767	-0.0013	0.0000	-0.5006
dRs	x	x	0.1389	-0.0019	0.0000	-0.6361	0.1389	-0.0021	0.0000	-0.6511
Id	x	x	0.1380	-0.0019	0.0000	-0.6538	0.1380	-0.0021	0.0000	-0.6738



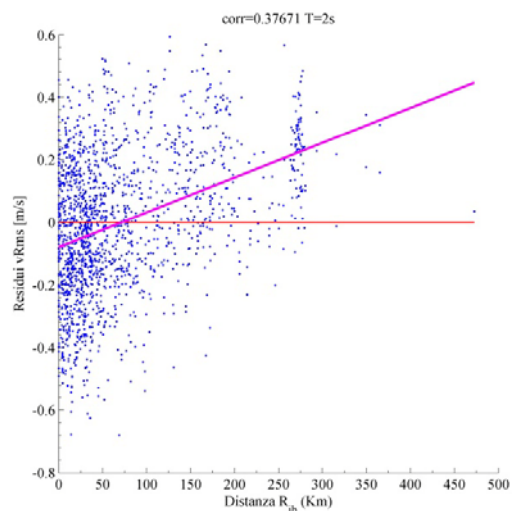
8.56 Residui-Rjb Id



8.57 Residui-Rjb dRs



8.58 Residui-Rjb pgd



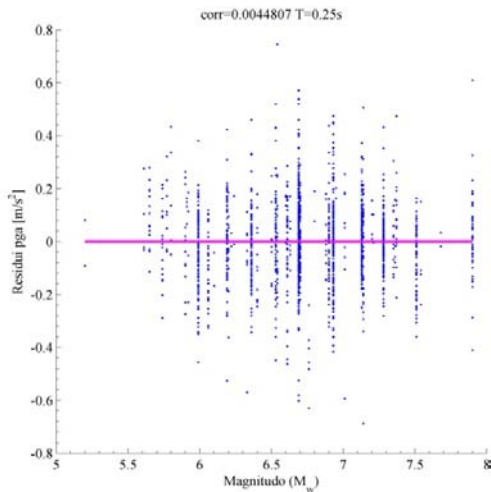
8.59 Residui-Rjb vRms

8.4. Sufficienza per sistemi SDOF con degrado ciclico nei confronti della magnitudo Mw

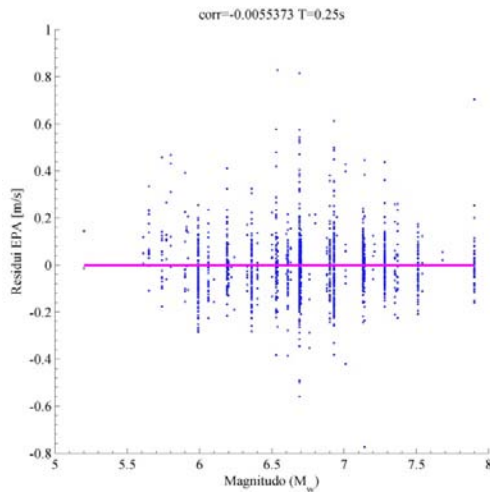
8.4.1. Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.25 s$

Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ξ	T(IM)	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
pga	x	x	0.0000	0.0000	0.8533	0.0045	0.0000	0.0000	0.9298	-0.0021
EPA	x	x	0.0000	0.0000	0.8193	-0.0055	0.0000	0.0000	0.6304	-0.0117
INP04	0.05	0.25	0.0000	0.0000	0.6629	-0.0106	0.0000	0.0000	0.5193	-0.0156
SIhkk	0.15	0.25	0.0000	0.0000	0.3773	0.0214	0.0000	0.0000	0.5123	0.0159
PSaT_i	0.15	0.25	0.0000	0.0000	0.2924	0.0255	0.0000	0.0000	0.3813	0.0212
Pa	x	x	0.0000	0.0000	0.0710	-0.0437	0.1061	0.0000	0.0355	-0.0509
PSaT_i	0.05	0.25	-0.1017	0.0151	0.0347	0.0512	-0.0910	0.0135	0.0378	0.0503
IMCRr4	0.05	0.25	0.1329	-0.0197	0.0027	-0.0726	0.1336	-0.0198	0.0013	-0.0777
IMc	0.15	0.1	-0.1911	0.0283	0.0005	0.0842	-0.1689	0.0251	0.0008	0.0809

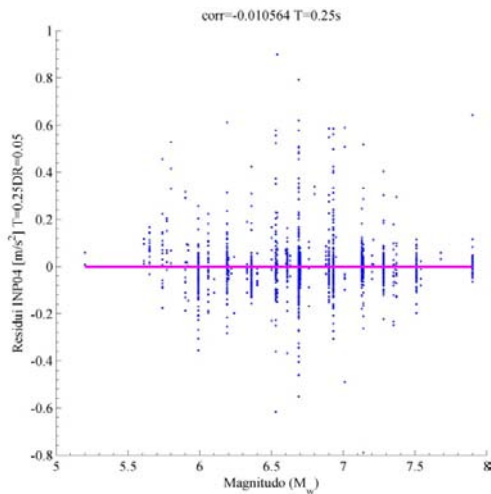
SIa	0.15	x	-0.2174	0.0322	0.0002	0.0899	-0.1933	0.0287	0.0003	0.0866
------------	------	---	---------	--------	--------	--------	---------	--------	--------	--------



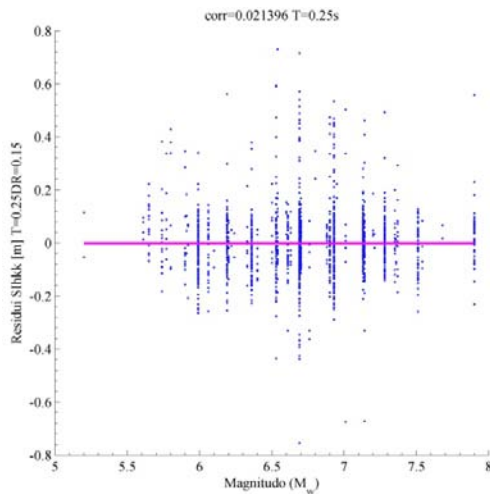
8.60 Residui-Mw pga



8.61 Residui-Mw EPA DR=0.05



8.62 Residui-Mw INP04 T=0.25s DR=0.05

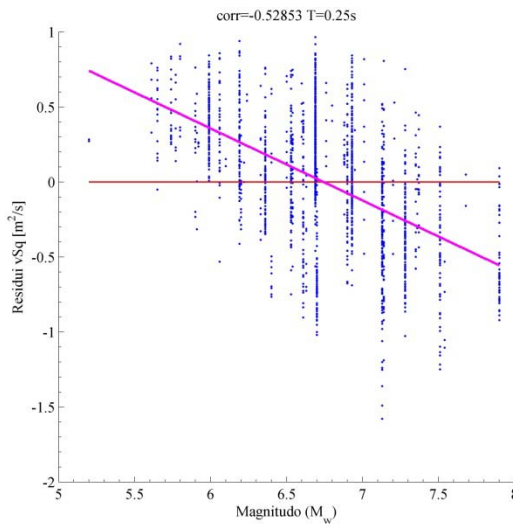


8.63 Residui-Mw SIhkk T=0.25s DR=0.15

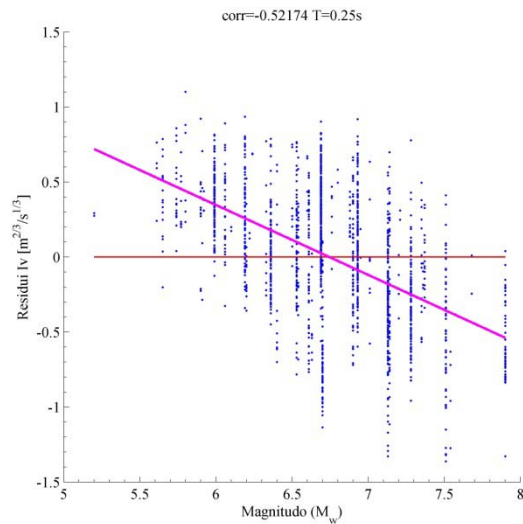
8.4.2. Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=0.25 s$

Regressione lineare

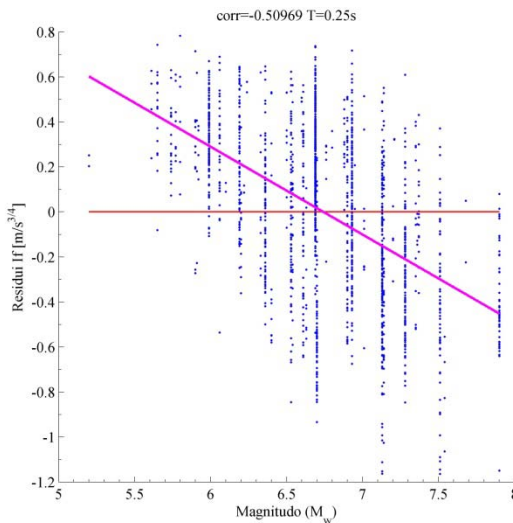
			<i>Oscillatore con degrado</i>				<i>Oscillatore senza degrado</i>			
<i>IM</i>	ξ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
IAr	x	x	1.2038	-0.1785	0.0000	-0.4396	1.1437	-0.1696	0.0000	-0.4357
pgv	x	x	2.0292	-0.3010	0.0000	-0.4562	1.9242	-0.2854	0.0000	-0.4594
Pv	x	x	2.2243	-0.3299	0.0000	-0.4639	2.1046	-0.3122	0.0000	-0.4667
pgd	x	x	3.4362	-0.5097	0.0000	-0.4643	3.2154	-0.4769	0.0000	-0.4621
Pd	x	x	3.4561	-0.5126	0.0000	-0.4676	3.2390	-0.4804	0.0000	-0.4661
IMc	0.15	2	2.9588	-0.4388	0.0000	-0.4794	2.7903	-0.4139	0.0000	-0.4808
IMSRr6	0.05	2	3.2099	-0.4761	0.0000	-0.4852	3.0225	-0.4483	0.0000	-0.4856
If	x	x	2.6313	-0.3903	0.0000	-0.5097	2.4849	-0.3686	0.0000	-0.5098
Iv	x	x	3.1408	-0.4658	0.0000	-0.5217	2.9546	-0.4382	0.0000	-0.5197
vSq	x	x	3.2369	-0.4801	0.0000	-0.5285	3.0453	-0.4517	0.0000	-0.5268



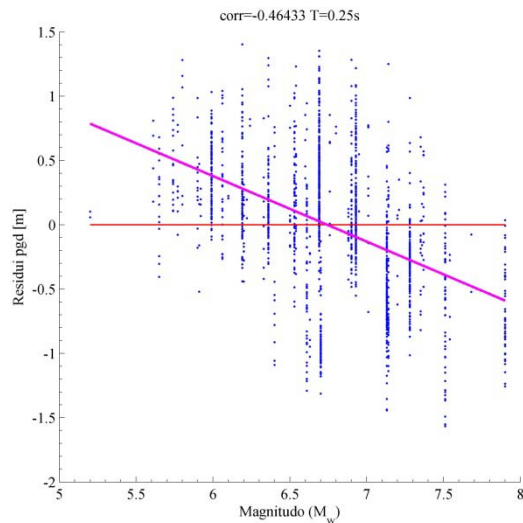
8.64 Residui-Mw vSq



8.65 Residui-Mw Iv



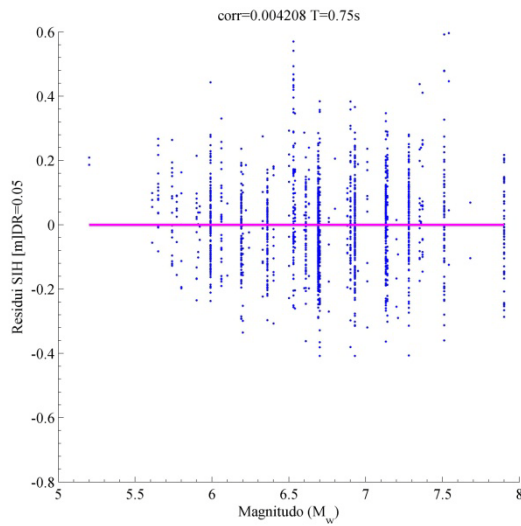
8.66 Residui-Mw If



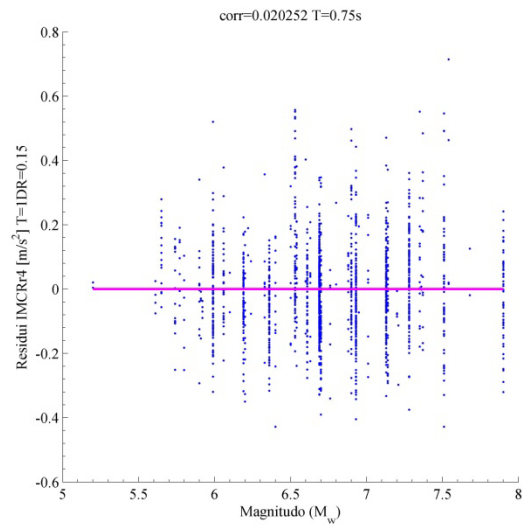
8.67 Residui-Mw pgd

8.4.3. Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=0.75$ s

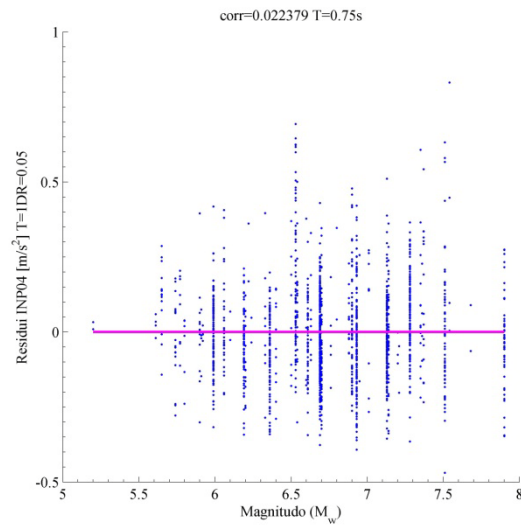
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ξ	T(IM)	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
SIH	0.05	x	0.0000	0.0000	0.8622	0.0042	0.1180	0.0000	0.0085	-0.0637
IMCRr4	0.15	1	0.0000	0.0000	0.4033	0.0203	0.0000	0.0000	0.0884	-0.0413
INP04	0.05	1	0.0000	0.0000	0.3558	0.0224	0.0000	0.0000	0.1540	-0.0345
IMSRr6	0.05	0.75	0.0000	0.0000	0.3173	-0.0242	0.1722	0.0000	0.0004	-0.0854
IMc	0.05	0.75	-0.1452	0.0215	0.0061	0.0664	0.0000	0.0027	0.7127	0.0089
pgv	x	x	0.1767	-0.0262	0.0059	-0.0667	0.2977	-0.0442	0.0000	-0.1230
SIm	0.05	0.75	-0.1588	0.0236	0.0026	0.0728	0.0000	0.0046	0.5385	0.0149
Iz	x	x	-0.5250	0.0779	0.0015	0.0770	-0.3922	0.0582	0.0132	0.0600
PDe	x	x	0.3412	-0.0506	0.0003	-0.0866	0.4624	-0.0686	0.0000	-0.1204
SIv	0.05	x	-0.1820	0.0270	0.0002	0.0903	0.0000	0.0071	0.2973	0.0253



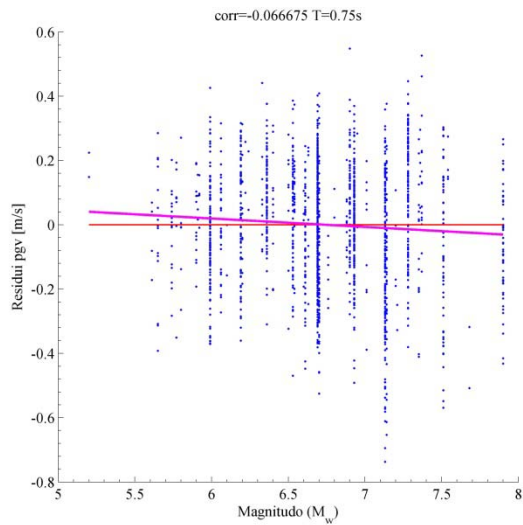
8.68 Residui-Mw SIH DR=0.05



8.69 Residui-Mw IMCRr4 T=1s DR=0.15



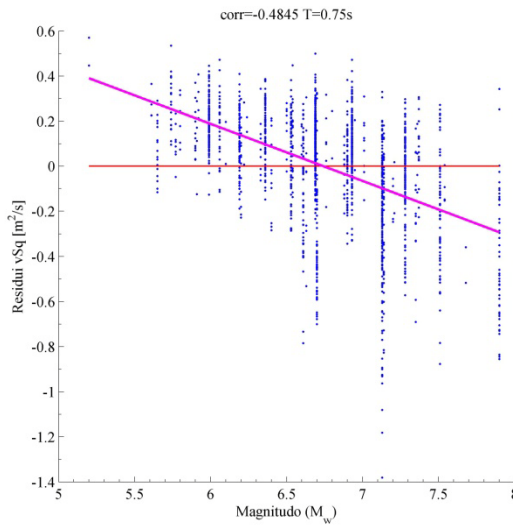
8.70 Residui-Mw INP04 T=1s DR=0.0



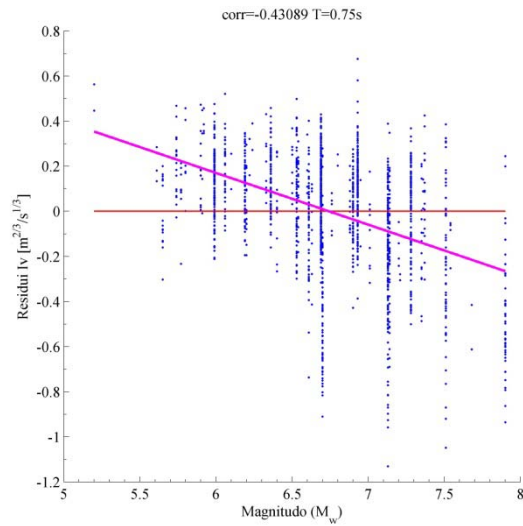
8.71 Residui-Mw pgv

8.4.4. Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=0.75 s$

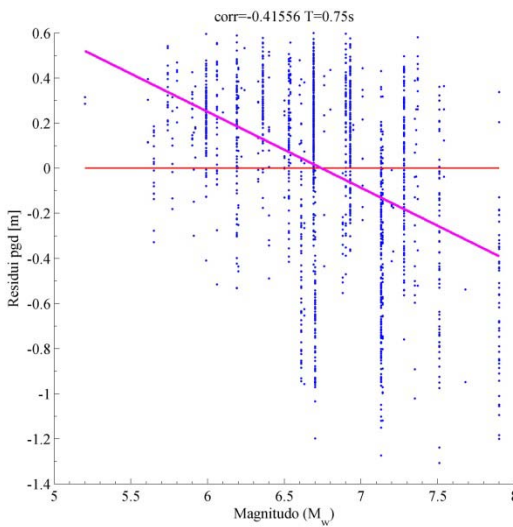
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ζ	$T(IM)$	a	b	p-value	r	a	b	p-value	r
pga	x	x	-1.4973	0.2221	0.0000	0.3354	-1.3510	0.2004	0.0000	0.3216
Pa	x	x	-1.4470	0.2146	0.0000	0.3411	-1.3026	0.1932	0.0000	0.3280
dRs	x	x	2.4788	-0.3677	0.0000	-0.3943	2.4882	-0.3691	0.0000	-0.4033
dRms	x	x	2.2369	-0.3318	0.0000	-0.4051	2.2691	-0.3366	0.0000	-0.4218
Id	x	x	2.5278	-0.3749	0.0000	-0.4059	2.4536	-0.3639	0.0000	-0.4073
pgd	x	x	2.2733	-0.3372	0.0000	-0.4156	2.3065	-0.3421	0.0000	-0.4332
Iv	x	x	1.5461	-0.2293	0.0000	-0.4309	1.6163	-0.2397	0.0000	-0.4615
IMc	0.05	2	1.5974	-0.2369	0.0000	-0.4328	1.6343	-0.2424	0.0000	-0.4428
IMSRr6	0.05	2	1.8110	-0.2686	0.0000	-0.4567	1.8335	-0.2720	0.0000	-0.4647
vSq	x	x	1.7051	-0.2529	0.0000	-0.4845	1.7531	-0.2600	0.0000	-0.5019



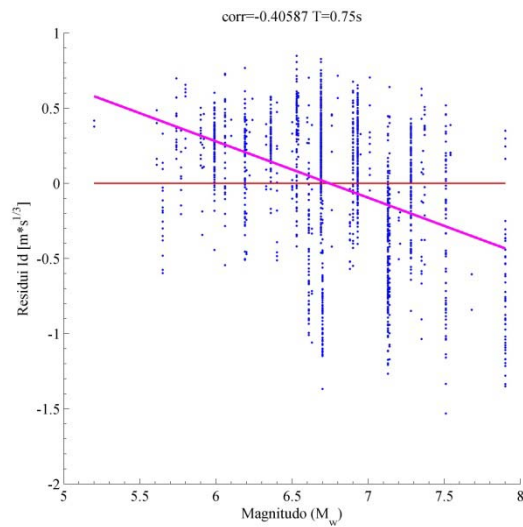
8.72 Residui-Mw vSq



8.73 Residui-Mw Iv



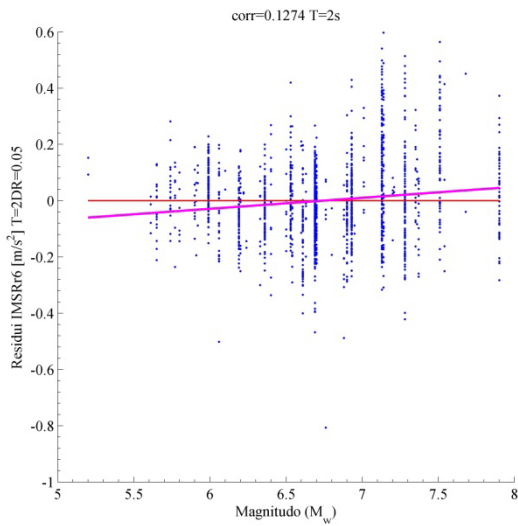
8.74 Residui-Mw pgd



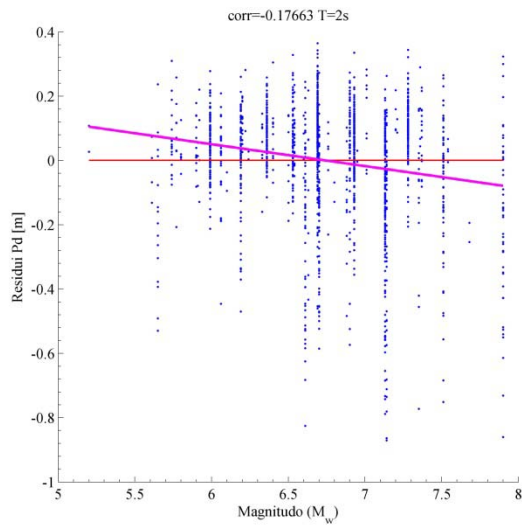
8.75 Residui-Mw Id

8.4.5. Misure maggiormente sufficienti per sistemi SDOF $T=2$ s

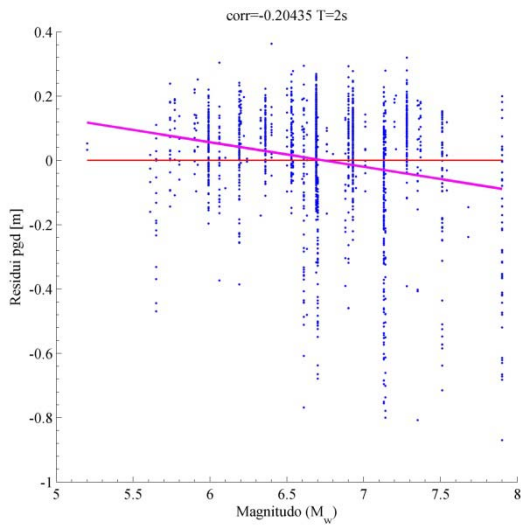
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
IM	ξ	$T(IM)$	a	b	p -value	r	a	b	p -value	r
IMSRr6	0.05	2	-0.2633	0.0391	0.0000	0.1274	0.0000	0.0083	0.2563	0.0275
Pd	x	x	0.4591	-0.0681	0.0000	-0.1766	0.6547	-0.0971	0.0000	-0.2380
pgd	x	x	0.5149	-0.0764	0.0000	-0.2043	0.7091	-0.1052	0.0000	-0.2657
SAavg_5	0.05	2	-0.4957	0.0735	0.0000	0.2211	-0.3041	0.0451	0.0000	0.1397



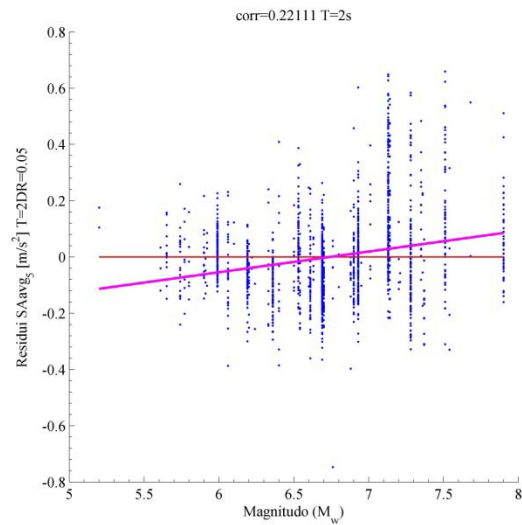
8.76 Residui-Mw IMSRr6 T=2s DR=0.05



8.77 Residui-Mw Pd



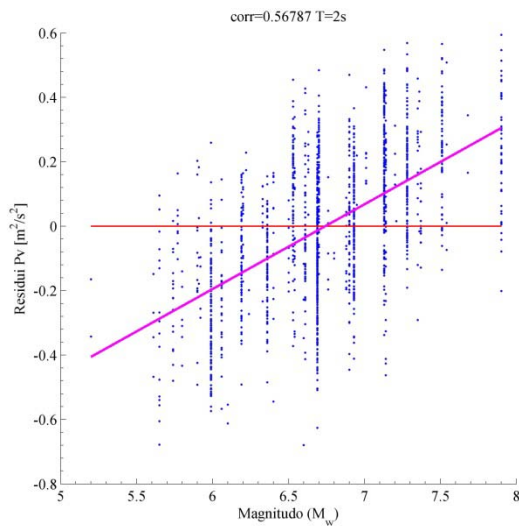
8.78 Residui-Mw pgd



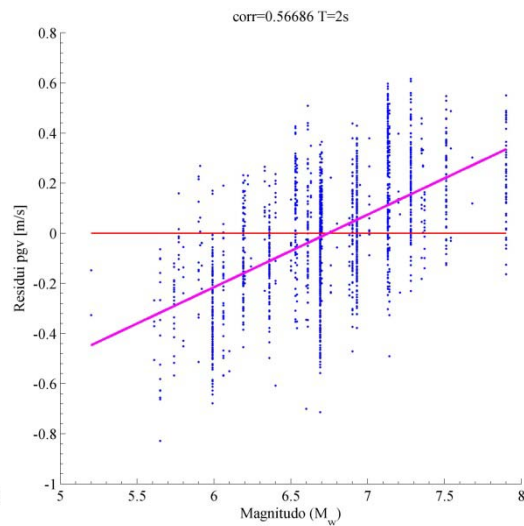
8.79 Residui-Mw SAavg T=2s DR=0.05

8.4.6. Misure meno sufficienti per sistemi SDOF $T=2\text{ s}$

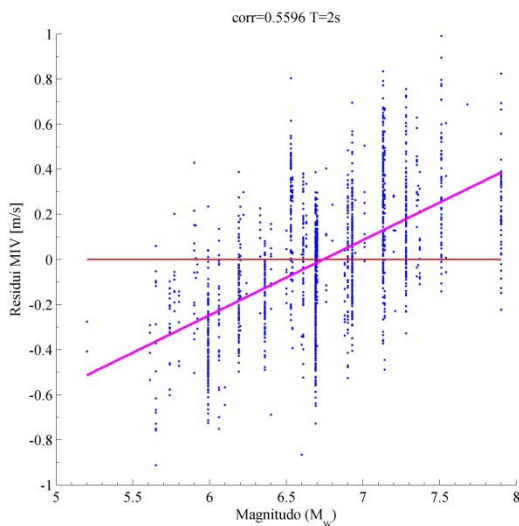
Regressione lineare										
			Oscillatore con degrado				Oscillatore senza degrado			
<i>IM</i>	ζ	<i>T(IM)</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Ic	x	x	-2.7171	0.4030	0.0000	0.5360	-2.4841	0.3684	0.0000	0.5030
pga	x	x	-2.9254	0.4339	0.0000	0.5377	-2.7727	0.4112	0.0000	0.5171
IMc	0.15	0.5	-2.5676	0.3808	0.0000	0.5515	-2.3988	0.3558	0.0000	0.5326
aRms	x	x	-3.0000	0.4450	0.0000	0.5538	-2.7584	0.4091	0.0000	0.5238
SIv	0.15	x	-2.2427	0.3326	0.0000	0.5540	-2.0907	0.3101	0.0000	0.5404
MIV	x	x	-2.2452	0.3330	0.0000	0.5596	-2.0794	0.3084	0.0000	0.5422
SIH	0.15	x	-2.1419	0.3177	0.0000	0.5616	-1.9724	0.2926	0.0000	0.5453
SIHC	0.15	x	-2.7670	0.4104	0.0000	0.5616	-2.5225	0.3741	0.0000	0.5321
pgv	x	x	-1.9534	0.2897	0.0000	0.5669	-1.7392	0.2580	0.0000	0.5370
Pv	x	x	-1.7740	0.2631	0.0000	0.5679	-1.5553	0.2307	0.0000	0.5337



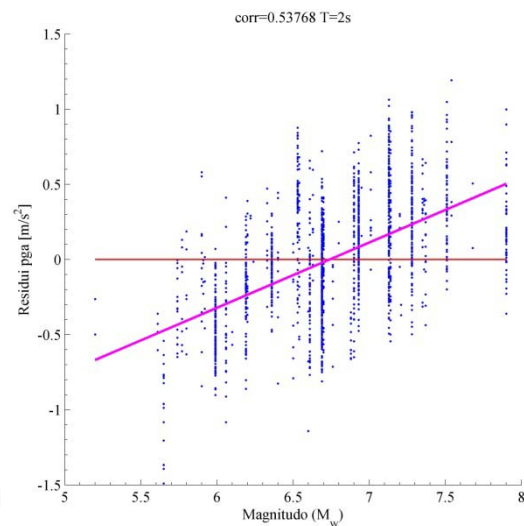
8.80 Residui-Mw Pv



8.81 Residui-Mw pgv



8.82 Residui-Mw MIV



8.83 Residui-Mw pga

8.5. Riepilogo dei risultati ottenuti per sistemi SDOF con degrado

Riassumendo i risultati ottenuti nel corso di questo capitolo, si è visto che le misure maggiormente efficienti nei confronti della risposta strutturale di un oscillatore semplice con degrado ciclico, caratterizzato da un periodo proprio pari a 0.25 secondi, sono in genere quelle basate su intervalli di accelerazione spettrale, oltre alle misure SIhkk e SI_m definite a partire dall'intensità di Housner. Per tale oscillatore si mostrano essere efficienti anche la pseudo accelerazione

spettrale riferita al periodo proprio del sistema e l'accelerazione di picco del terreno. Al contrario le misure con minor efficienza si mostrano essere quelle basate sullo spostamento del terreno, oltre alla I_z e la durata significativa dell'evento sismico. Tra queste si trovano ovviamente anche quelle misure spettrali che si riferiscono a valori di periodo molto più alti del periodo proprio del sistema. Con riferimento all'oscillatore avente periodo di 0.75 secondi, l'efficienza maggiore si riscontra con l'intensità spettrale di Housner e tra le altre troviamo misure definite sulla base della velocità. Le misure basate su intervalli di accelerazione spettrale sono anch'esse efficienti, anche se per alcune i periodi a cui sono valutate risultano essere superiori a quelli del sistema strutturale in esame. Sempre per tale oscillatore, si nota che le misure con minor efficienza sono quelle definite attraverso lo spostamento del terreno, oltre alla I_z e la $dTrif$, quindi in modo analogo a quello visto per sistemi più rigidi. Riferendosi ai sistemi più flessibili studiati, ovvero quelli caratterizzati da un periodo pari a 2 secondi, si può notare come le misure basate su più valori di accelerazione spettrale risultino anche in questo caso efficienti, inoltre esse sono valutate tutte a partire dal periodo proprio del sistema. In aggiunta si trovano tra esse delle misure riferite alla velocità ed allo spostamento del terreno, come ad esempio la pgd , che nei casi precedenti risultava essere una tra quelle meno efficienti. Tra le misure che mostrano una minor efficienza troviamo invece, oltre alle solite I_z e $dTrif$, quelle definite a partire dall'accelerazione, come la pga e la EPA , le quali risultavano tra le misure maggiormente efficienti per l'oscillatore con periodo pari a 0.25 secondi. Nello studiare la sufficienza delle misure d'intensità nei confronti della distanza dal campo di rottura e della magnitudo momento, si vede che per il sistema più rigido si ottengono delle buone prestazioni con le misure riferite all'accelerazione, sia spettrale che del terreno, quindi quelle che si mostrano allo stesso tempo efficienti. Le misure meno sufficienti sono quelle definite in genere a partire dallo spostamento del terreno, oltre ad alcune basate sulla velocità. Tra le misure sufficienti nei riguardi della distanza R_{jb} , per l'oscillatore con periodo pari a 0.75 secondi, troviamo quelle basate sulla velocità, oltre ad alcune definite attraverso l'accelerazione. Le misure con minor sufficienza invece risultano essere sempre quelle valutate mediante lo spostamento del terreno, in aggiunta ad alcune basate sulla velocità ed alla I_z . Sempre per tale sistema, le misure che mostrano

una più alta efficienza nei confronti della magnitudo M_w , sono quelle definite sulla base della velocità e dell'accelerazione spettrale, come accade per la distanza R_{jb} , tuttavia risultano essere sufficienti anche le misure I_z e PDe che per la distanza risultavano invece insufficienti. Per gli oscillatori più flessibili, le misure maggiormente sufficienti nei confronti della distanza sono come al solito quelle definite sull'accelerazione spettrale e alcune basate sulla velocità, mentre quelle insufficienti appartengono alla categoria delle misure basate sullo spostamento. Riferendosi alla magnitudo, troviamo invece poche misure che soddisfano i requisiti di sufficienza, tra cui due basate su accelerazione spettrale e altre due sullo spostamento del terreno. In questo caso la maggior parte delle misure d'intensità risulta essere insufficiente nei confronti della M_w .

9. Ricerca di una maggiore efficienza attraverso misure d'intensità vettoriali

Un modo per affrontare il problema della ricerca di una misura d'intensità che descriva al meglio lo scuotimento del terreno, è quello di aumentare i parametri utilizzati per la sua definizione, ovvero aggiungere delle informazioni che ci permettano di ottenere una migliore relazione con la risposta strutturale. L'idea è quindi di utilizzare due misure d'intensità in modo da formare quella che viene chiamata "misura d'intensità vettoriale". Considerando un parametro di domanda EDP della risposta strutturale, potenzialmente dipendente da un vettore composto da due misure d'intensità, IM_1 e IM_2 , allora si può calcolare la probabilità di superare un certo valore di tale parametro attraverso l'espressione seguente:

$$\lambda_{EDP}(y) = \iint G_{EDP|IM_1,IM_2}(y|im_1, im_2) f_{IM_2|IM_1}(im_2, im_1) |d\lambda_{IM_1}(im_1)|$$

Attraverso l'impiego di misure vettoriali si cerca di predire nel miglior modo possibile la risposta strutturale, quindi ottenere una deviazione standard che sia la più bassa possibile (incremento di efficienza), inoltre si riduce la possibilità che la stima della risposta sia influenzata da grandezze del terremoto non incluse nella misura d'intensità (sufficienza). Per individuare quelle misure che possono migliorare le loro prestazioni se utilizzate in modo da formare una misura d'intensità vettoriale, si procede studiando la relazione che ognuna di essa ha con i residuali ottenuti dalle analisi di regressione precedentemente condotte. Si fa riferimento alle regressioni condotte per la struttura a più gradi di libertà di 2 piani e agli oscillatori semplici con degrado caratterizzati da un periodo proprio pari a 0.75 e 2 secondi. La scelta di utilizzare i dati derivanti da analisi sul telaio di 2 piani è dovuta al fatto che esso presenta, in media, spostamenti di interpiano maggiori degli altri e in particolare si fa riferimento a quelli del primo piano. Gli oscillatori con degrado vengono scelti per la loro capacità di spingersi in campo altamente non lineare, cosa che non avviene per strutture reali. Scelte le misure da utilizzare per formarne una di tipo vettoriale, si andrà a condurre un'analisi di regressione di tipo multilineare per vedere se effettivamente essa risulta essere maggiormente efficiente rispetto ad una misura di tipo scalare.

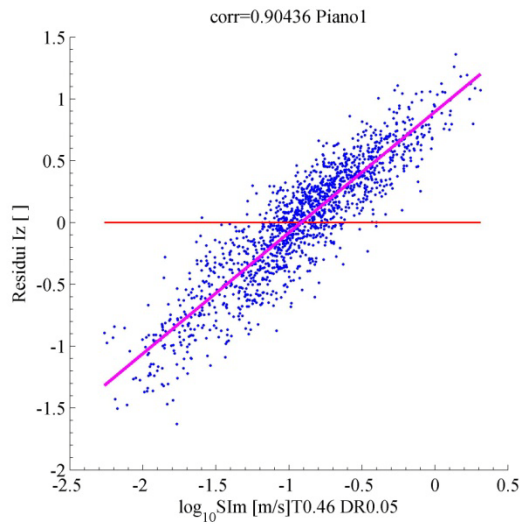
9.1. Ricerca delle misure candidate

Come già annunciato in precedenza si utilizzano i residui derivanti dalle regressioni stepwise precedentemente condotte mettendoli in relazione con le varie misure d'intensità analizzate nel corso di questa dissertazione. Tali relazioni sono riportate di seguito in forma di tabella e di grafici, per le misure che mostrano essere fortemente correlate con le altre, oltre ad alcune misure prese di riferimento in virtù delle loro prestazioni in termini di efficienza e sufficienza, ottenute negli studi effettuati in precedenza. In particolare riferendosi ai grafici, queste relazioni possono essere osservate a partire dalla retta ottenuta da una regressione lineare condotta per le grandezze studiate. Attraverso questa retta è possibile vedere se le due misure forniscono le stesse informazioni, ovvero si relazionano allo stesso modo con la risposta strutturale, oppure se forniscono informazioni diverse; nel primo caso la retta avrà un coefficiente angolare basso o addirittura nullo, mentre nel secondo caso tale coefficiente sarà tanto più alto quanto le informazioni date dalle due misure siano differenti. Nel presente capitolo le misure spettrali sono state calcolate con riferimento al solo periodo strutturale fondamentale del sistema, in quanto si è visto che nella maggior parte dei casi, esse mostrano delle prestazioni migliori nei riguardi dell'efficienza e della sufficienza.

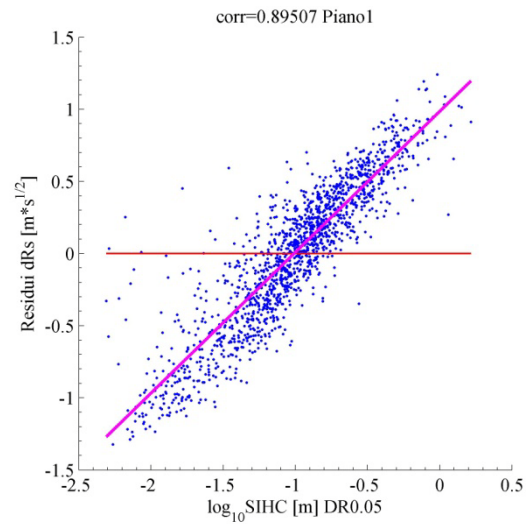
9.1.1. Sistema strutturale MDOF. Telaio a due piani con $T=0.46$ secondi

Si mostrano di seguito alcune delle misure (IM_1) in cui i loro residui sono ben correlati con altre misure d'intensità sismica (IM_2) e che quindi potrebbero beneficiare dell'utilizzo di quest'ultime come secondo parametro per definirne una di tipo vettoriale. Si ricorda che il fattore di smorzamento è riferito alla misura di tipo spettrale e nel caso in cui fossero entrambe dipendenti da questa grandezza esso vale per ognuna delle misure in quanto non si sono valutate misure d'intensità che avessero uno smorzamento differente tra loro. Con riferimento alla figura 9.1, essa riporta la relazione tra i residui ottenuti dall'analisi di regressione condotta per valutare l'efficienza della misura in esame, con altre misure d'intensità sismica studiate, inoltre si riporta la retta ottenuta da una regressione lineare su queste grandezze.

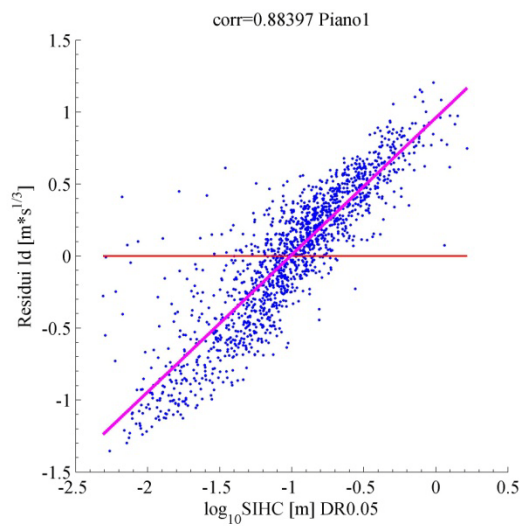
IM_1	IM_2	ζ	$T(IM_1)$	$T(IM_2)$	a	b	p-value	r
Iz	SIIm	x	x	0.46	0.8957	0.9770	0	0.9044
dRs	SIHC	0.05	x	x	0.9852	0.9765	0	0.8951
Id	SIHC	0.05	x	x	0.9607	0.9522	0	0.8840
Pd	SIHC	0.05	x	x	0.8546	0.8471	0	0.8302
pga	pga	x	x	x	0.0989	0.7837	0	0.8147
Iv	dTrif	x	x	x	1.1023	-0.8714	0	-0.7594
vRs	dTrif	x	x	x	1.0782	-0.8523	0	-0.7158
SIa	PDe	0.05	x	x	0.3970	0.2220	0	0.6013
pga	PDe	x	x	x	0.2267	0.1268	0	0.4351
pga	Iv	x	x	x	0.1205	0.4002	0	0.4248



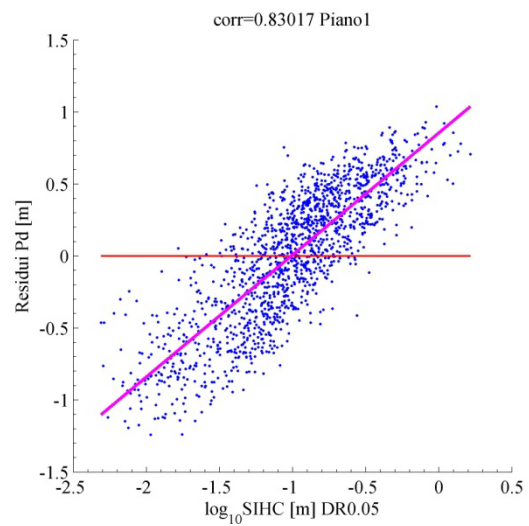
9.1 Residui Iz-SIIm T=0.46s DR=0.05



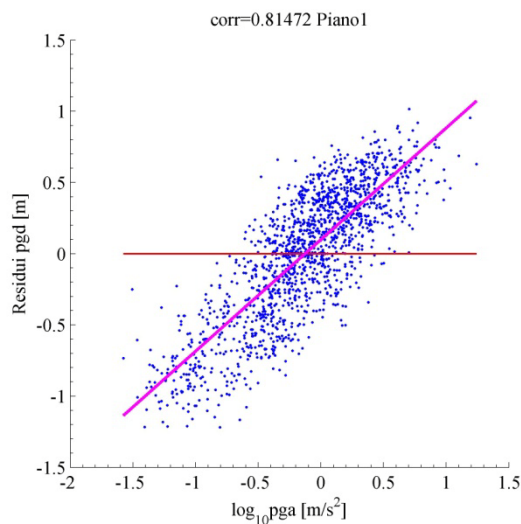
9.2 Residui dRs-SIHC DR=0.05



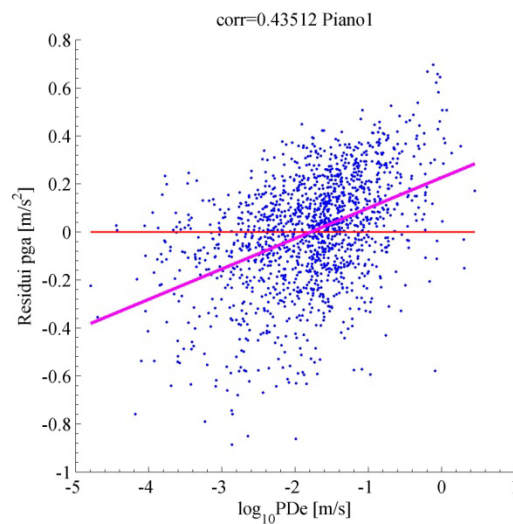
9.3 Residui Id-SIHC DR=0.05



9.4 Residui Pd-SIHC DR=0.05



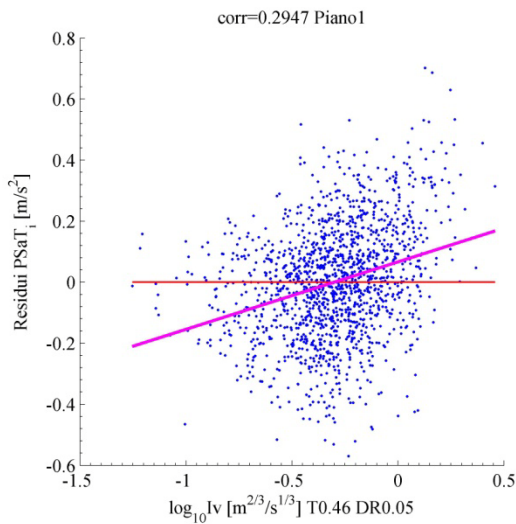
9.5 Residui pgd-pga



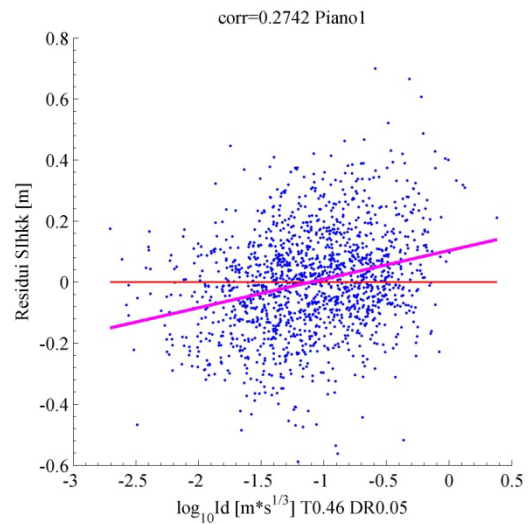
9.6 Residui pga-PDe

Le misure i cui residuali hanno una forte correlazione con altre misure d'intensità sismica, otterranno quasi sicuramente dei benefici se combinate in modo da formare una IM vettoriale, tuttavia esse prese singolarmente non mostrano in genere una buona efficienza nel predire la risposta strutturale. Per centrare quindi l'obiettivo prefissato, ovvero di definire una misura che presenti una maggiore prestazione, si utilizzano quelle che nel corso delle analisi svolte nei precedenti capitoli si sono verificate essere le migliori in termini di efficienza e sufficienza. Di seguito si riportano alcune di queste misure, i cui residui mostrano una maggiore correlazione con le altre IM.

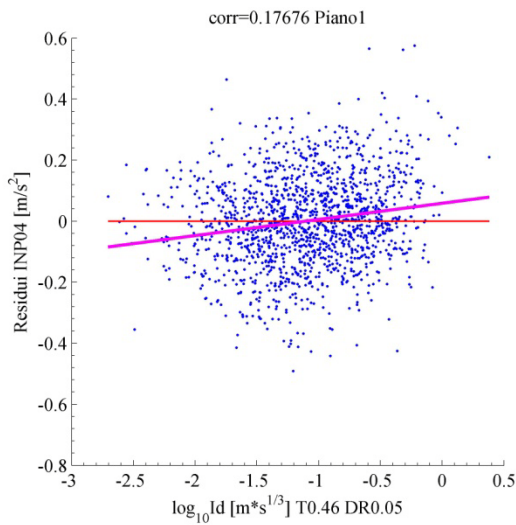
IM_1	IM_2	ξ	$T(IM_1)$	$T(IM_2)$	a	b	p-value	r
PSaT_i	Iv	0.05	0.46	x	0.0666	0.2211	0.0000	0.2947
SIhkk	Id	0.05	0.46	x	0.1039	0.0938	0.0000	0.2742
INP04	Id	0.05	0.46	x	0.0586	0.0529	0.0000	0.1768
IMSRr6	SIm	0.05	0.46	0.46	0.0495	0.0540	0.0000	0.1581
IMCRr4	Id	0.05	0.46	x	0.0310	0.0280	0.0000	0.1064
IMc	SIm	0.05	0.46	0.46	0.0300	0.0327	0.0000	0.1052
SAavg_5	dSq	0.05	0.46	x	-0.0204	-0.0081	0.0050	-0.0724
SIm	SIa	0.05	0.46	x	0.0241	0.0143	0.0081	0.0683



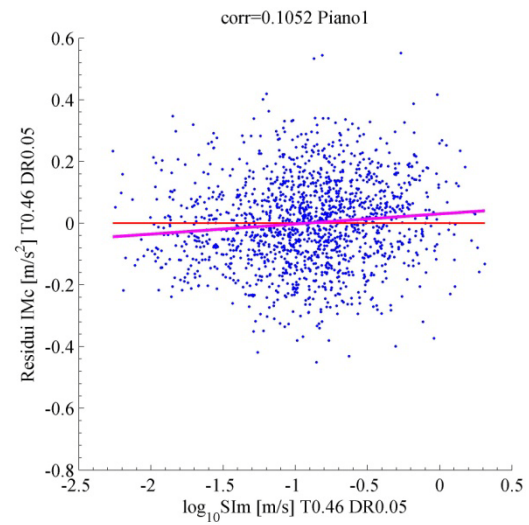
9.7 Residui PSaT T=0.46s DR=0.05-Iv



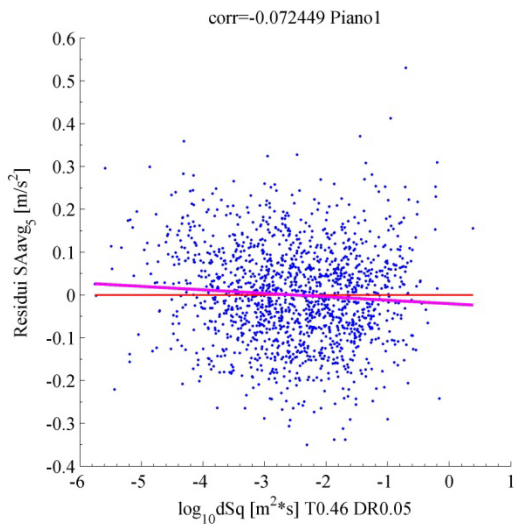
9.8 Residui SIhkk T=0.46s DR=0.05-Id



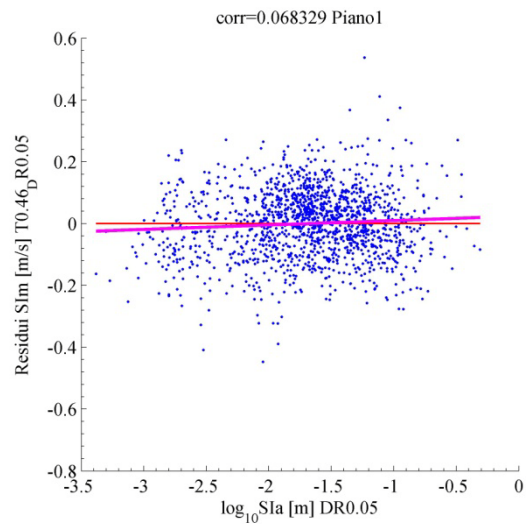
9.9 Residui INP04 T=0.46s DR=0.05-Id



9.10 Residui IMc -Sim T=0.46s DR=0.05



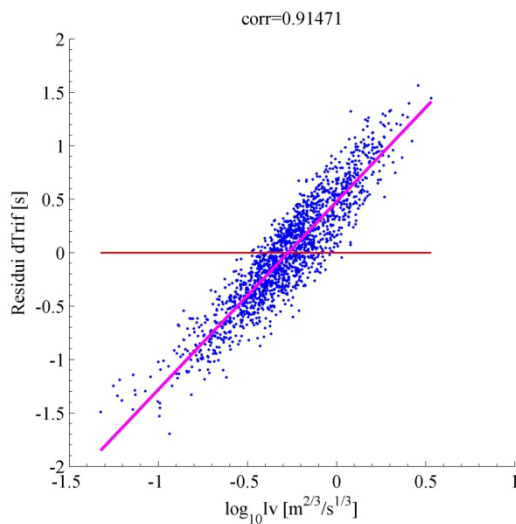
9.11 Residui SAavg T=0.46s DR=0.05-dSq



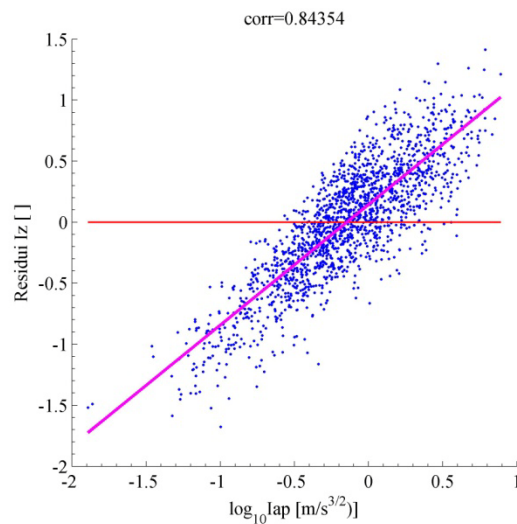
9.12 Residui SIm T=0.46s DR=0.05-SIa DR=0.05

9.1.2. Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=0.75$ secondi

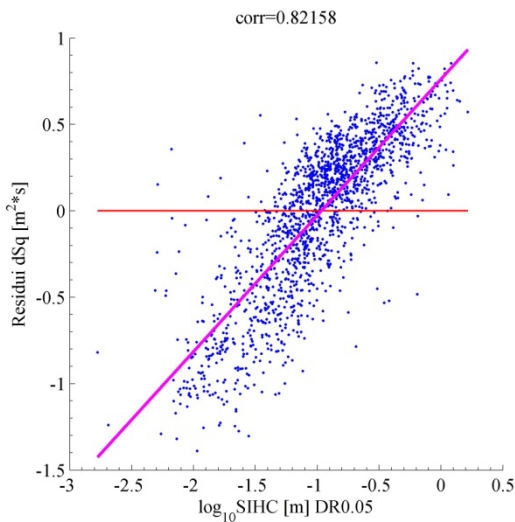
IM_1	IM_2	ζ	$T(IM_1)$	$T(IM_2)$	a	b	p-value	r
dTrif	Iv	x	x	x	0.4793	1.7599	0.0000	0.9147
Iz	Iap	x	x	x	0.1446	0.9870	0.0000	0.8435
dSq	SIHC	0.05	x	x	0.7619	0.7882	0.0000	0.8216
Id	Pa	x	x	x	0.5127	0.3643	0.0000	0.8183
pgd	SIHC	0.05	x	x	0.5859	0.6061	0.0000	0.7260
dRms	SIHC	0.05	x	x	0.5902	0.6106	0.0000	0.7245
Pd	EPV	x	x	x	0.4768	0.5894	0.0000	0.7054
Iv	dTrif	x	x	x	0.7331	-0.5852	0.0000	-0.6688
aRms	Id	x	x	x	0.4030	0.3813	0.0000	0.6364
EPA	Id	x	x	x	0.4354	0.4121	0.0000	0.6350



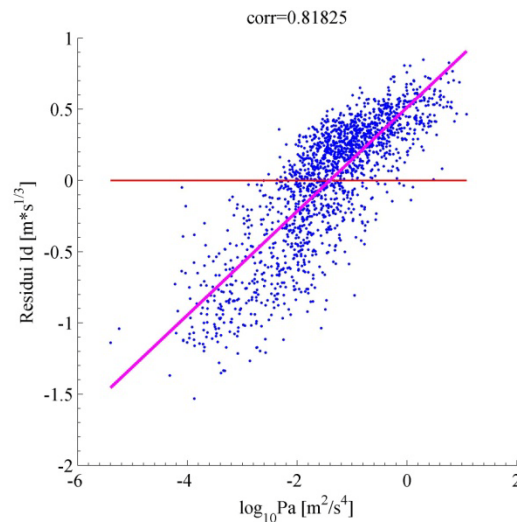
9.13 Residui dTrif-Iv



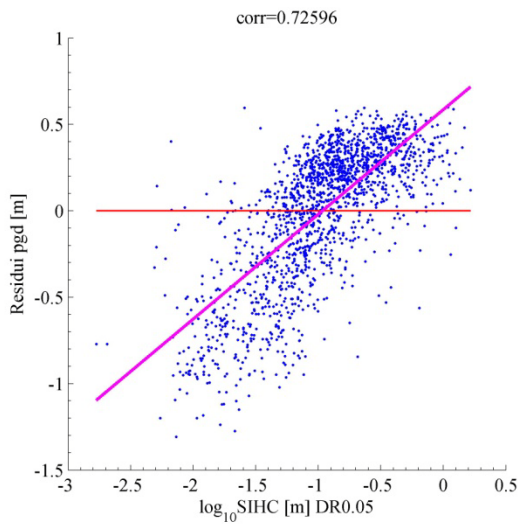
9.14 Residui Iz-Iap



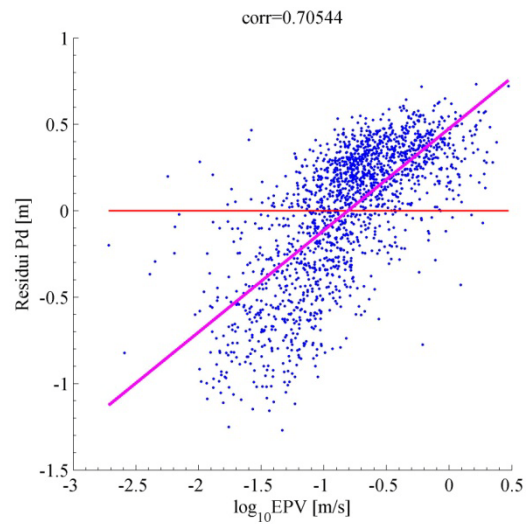
9.15 Residui dSq-SIHC DR=0.05



9.16 Residui Id-Pa

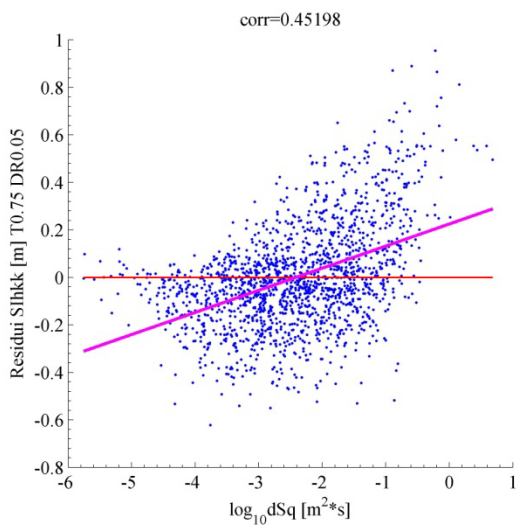


9.17 Residui pgd-SIHC DR=0.05

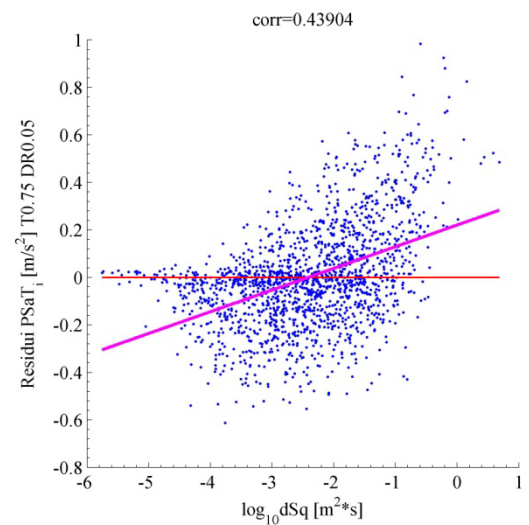


9.18 Residui Pd-EPV

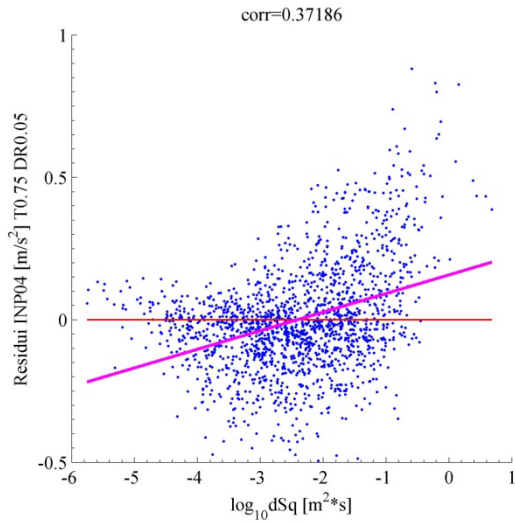
IM_1	IM_2	ξ	$T(IM_1)$	$T(IM_2)$	a	b	p-value	r
SIhkk	dSq	0.05	0.75	x	0.2251	0.0931	0.0000	0.4520
PSaT_i	dSq	0.05	0.75	x	0.2207	0.0913	0.0000	0.4390
INP04	dSq	0.05	0.75	x	0.1578	0.0653	0.0000	0.3719
IMCRr4	dSq	0.05	0.75	x	0.1230	0.0509	0.0000	0.3150
SAavg_5	dSq	0.05	0.75	x	0.0819	0.0339	0.0000	0.2314
SIm	Pd	0.05	0.75	x	0.1191	0.0314	0.0000	0.2095
IMc	dSq	0.05	0.75	x	0.0735	0.0304	0.0000	0.2032
IMSRr6	Iz	0.05	0.75	x	0.0970	-0.0957	0.0000	-0.1366



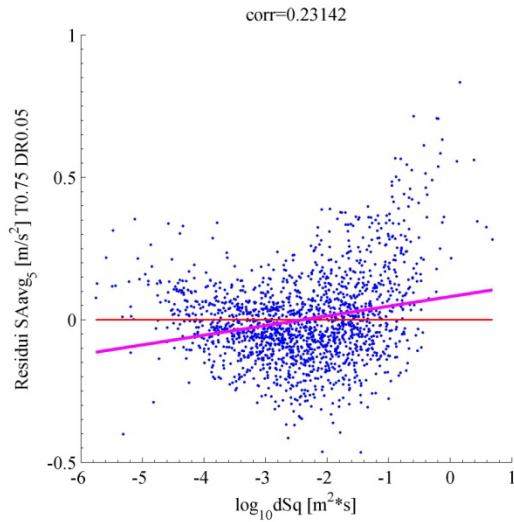
9.19 Residui SIhkk-dSq



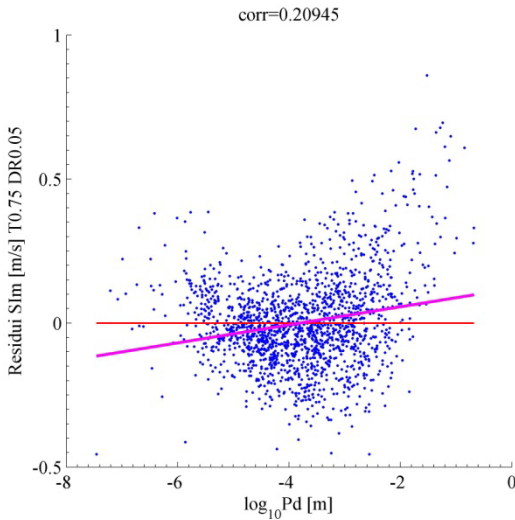
9.20 Residui PSaT T=0.75s DR=0.05-dSq



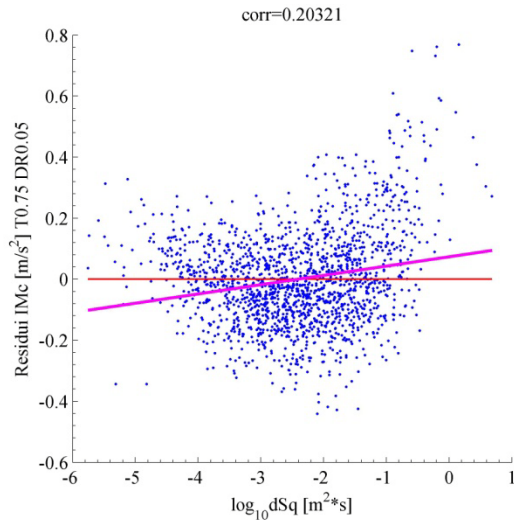
9.21 Residui INP04 T=0.75s DR=0.05-dSq



9.22 Residui SAavg T=0.75s DR=0.05-dSq



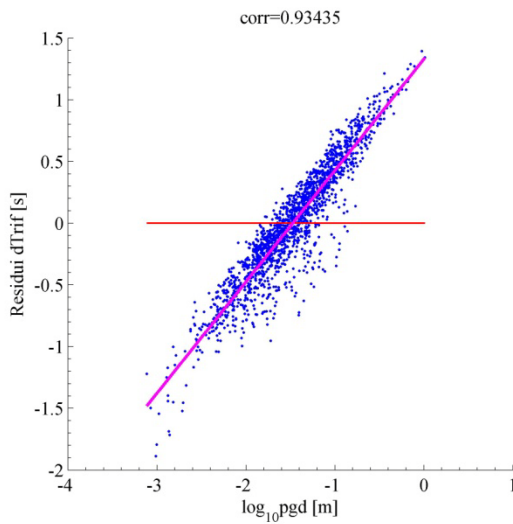
9.23 Residui SIm T=0.75s DR=0.05-Pd



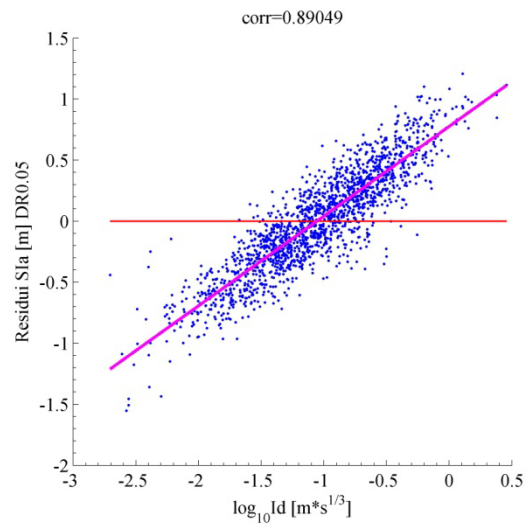
9.24 Residui IMc T=0.75s DR=0.05-dSq

9.1.3. Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=2$ secondi

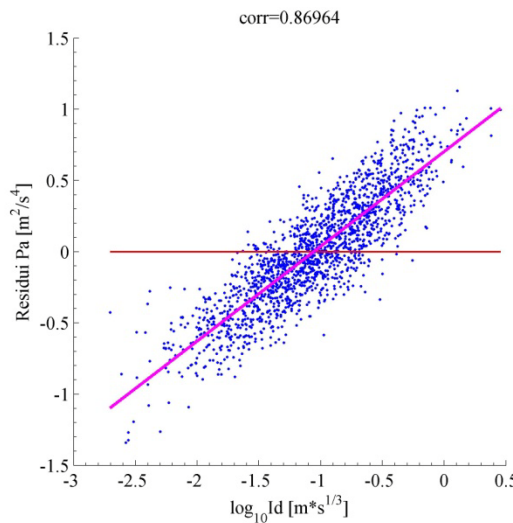
IM_1	IM_2	ζ	$T(IM_1)$	$T(IM_2)$	a	b	p-value	r
dTrif	pgd	x	x	x	1.3299	0.9021	0.0000	0.9344
SIa	Id	0.05	x	x	0.7763	0.7346	0.0000	0.8905
Pa	Id	x	x	x	0.7032	0.6655	0.0000	0.8696
aRms	Id	x	x	x	0.7032	0.6655	0.0000	0.8696
EPA	Id	x	x	x	0.7019	0.6642	0.0000	0.8530
pga	dSq	x	x	x	0.7663	0.3170	0.0000	0.8513
Iz	vSq	x	x	x	0.7780	0.4377	0.0000	0.8319
Ic	dSq	x	x	x	0.6910	0.2859	0.0000	0.8239
SIHC	dSq	0.05	x	x	0.6631	0.2743	0.0000	0.8134
Ia	dSq	x	x	x	0.6947	0.2874	0.0000	0.8109



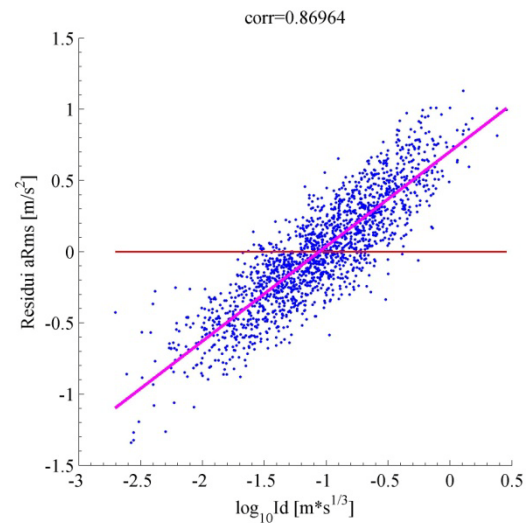
9.25 Residui dTrif-pgd



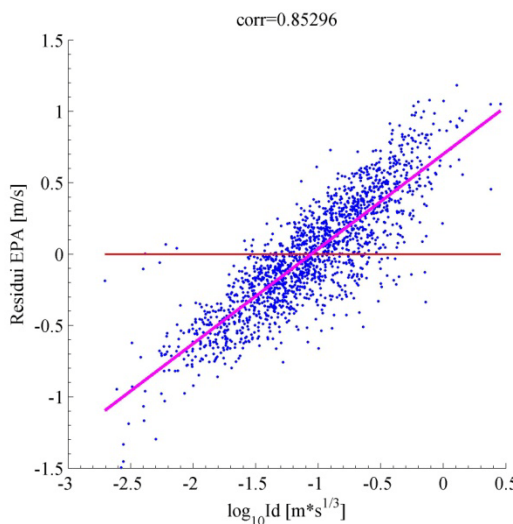
9.26 Residui SIa DR=0.05-Id



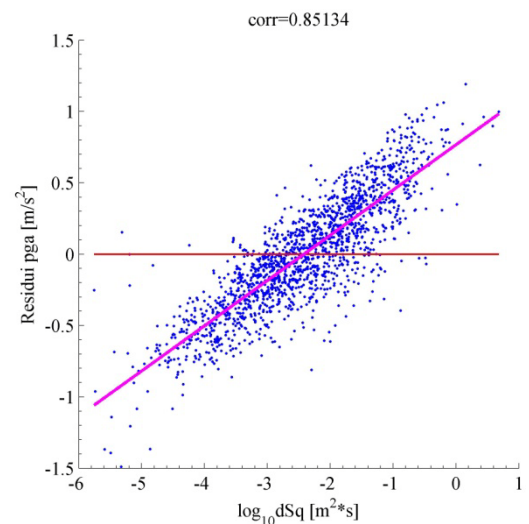
9.27 Residui Pa-Id



9.28 Residui aRms-Id

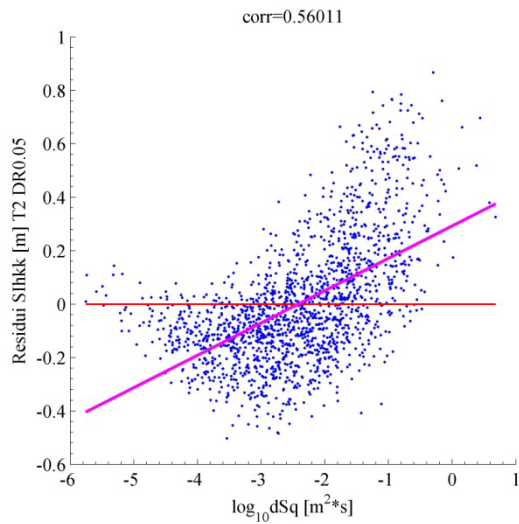


9.29 Residui Id-EPA

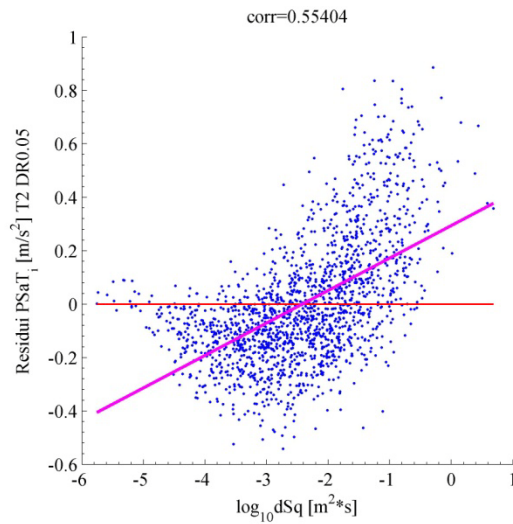


9.30 Residui pga-dSq

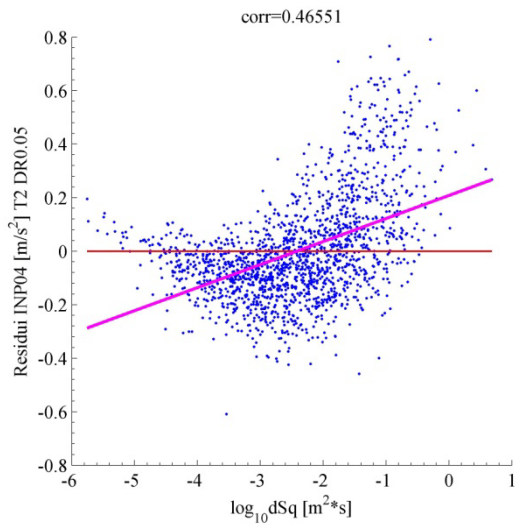
IM_1	IM_2	ξ	$T(IM_1)$	$T(IM_2)$	a	b	p-value	r
SIhkk	dSq	0.05	2	x	0.2926	0.1211	0.0000	0.5601
PSaT_i	dSq	0.05	2	x	0.2938	0.1215	0.0000	0.5540
INP04	dSq	0.05	2	x	0.2081	0.0861	0.0000	0.4655
IMCRr4	Id	0.05	2	x	0.1547	0.1464	0.0000	0.4085
SIm	dSq	0.05	2	x	0.1282	0.0530	0.0000	0.3386
SAavg_5	dSq	0.05	2	x	0.1205	0.0499	0.0000	0.3249
IMc	pgd	0.15	2	x	0.1494	0.1013	0.0000	0.3193
IMSRr6	pgd	0.05	2	x	0.0994	0.0674	0.0000	0.2274



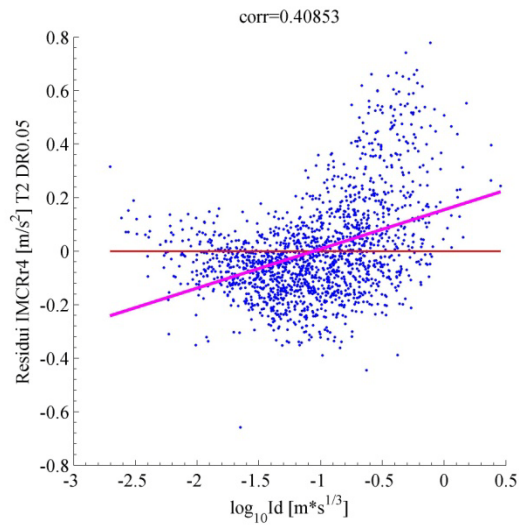
9.31 Residui SIhkk T=2s DR=0.05-dSq



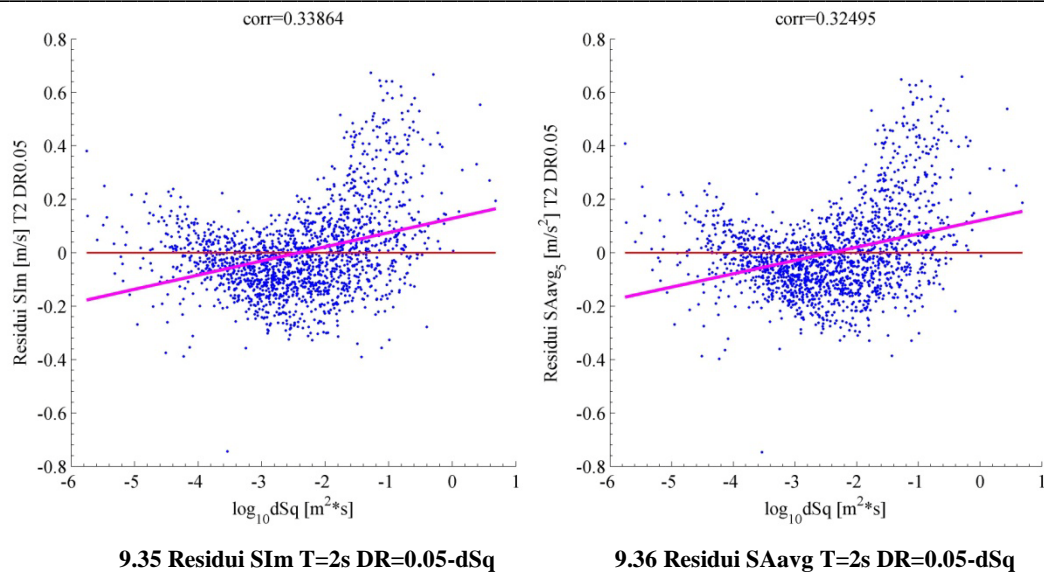
9.32 Residui PSaT T=2s DR=0.05-dSq



9.33 Residui INP04 T=2s DR=0.05-dSq



9.34 Residui IMCRr4 T=2s DR=0.05-Id



9.2. Misure d'intensità vettoriali

Dai risultati ottenuti mettendo in relazione i residui di una certa misura d'intensità con le altre, si è cercato di capire quali coppie di parametri possano essere utilizzati per formare una IM vettoriale. Una volta scelte queste coppie si procede con una regressione multilineare per valutare la relazione di causa effetto tra le misure d'intensità dello scuotimento sismico e i parametri di domanda. La regressione viene condotta con il modello utilizzato in precedenza per studiare le misure scalari, ma in questo caso devono essere inseriti anche i parametri relativi alla IM_2 , ovvero nel modo seguente:

$$\log(EDP) = \log a + b \log(IM_1) + c \log(IM_1)^2 + d \log(IM_1)^3 + \dots$$

$$\dots + e \log(IM_2) + f \log(IM_2)^2 + g \log(IM_2)^3$$

Come fatto per le IM scalari si esegue una regressione stepwise, in modo da includere i vari coefficienti del modello solo quando essi risultano essere statisticamente significativi. A partire dai risultati ottenuti nel corso di questa dissertazione si scelgono le coppie di misure d'intensità da utilizzare per formare una IM vettoriale. Come primo parametro del vettore si sceglie di utilizzare rispettivamente, l'accelerazione spettrale riferita al periodo fondamentale della struttura (*PSaT*), la misura proposta da Bojorquez e Iervolino basata sulla media di accelerazioni spettrali (*INP04*) e la misura proposta da Kappos e Kyriakakis (*SIhkk*). Questa scelta è basata sul fatto che tali misure mostrano in genere, per i sistemi strutturali studiati, una buona efficienza e sufficienza, inoltre i loro residui

presentano una maggiore correlazione con altre misure d'intensità, come visto nel paragrafo precedente.

<i>Sistema strutturale</i>	<i>IM vettoriali studiate</i>
<i>MDOF</i> <i>Telaio a due piani con</i> <i>periodo di 0.46 secondi</i>	<i>[PSaT(T1), Iv]</i> <i>[SIhkk, Id]</i> <i>[INP04, Id]</i>
<i>SDOF</i> <i>Con degrado ciclico e</i> <i>periodo di 0.75 secondi</i>	<i>[PSaT(T1), dsq]</i> <i>[SIhkk, dsq]</i> <i>[INP04, dsq]</i>
<i>SDOF</i> <i>Con degrado ciclico e</i> <i>periodo di 2 secondi</i>	<i>[PSaT(T1), dsq]</i> <i>[SIhkk, dsq]</i> <i>[INP04, dsq]</i>

Si riportano per ogni misura vettoriale proposta, i risultati ottenuti dalle regressioni condotte per valutare l'efficienza e la sufficienza, oltre a confrontare questi dati con quelli ottenuti per le misure d'intensità prese singolarmente, ovvero il primo parametro di quelle vettoriali

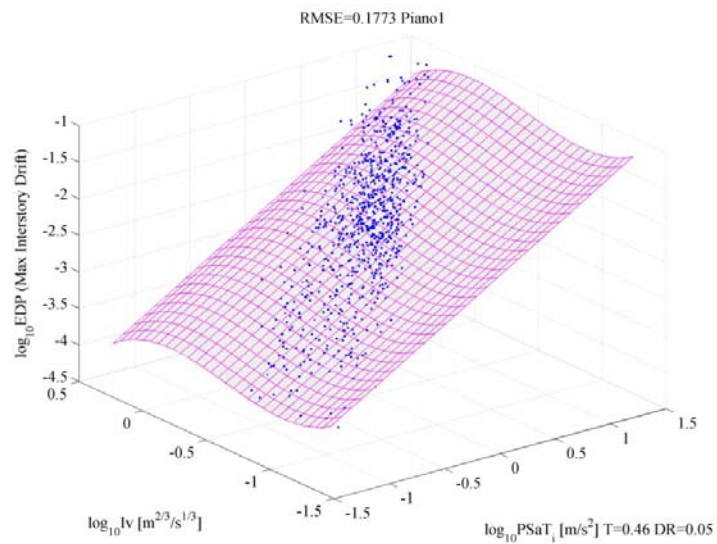
9.2.1. Sistema strutturale MDOF. Telaio a due piani con $T=0.46$ secondi

9.2.1.1. $[PSaT, Iv]$

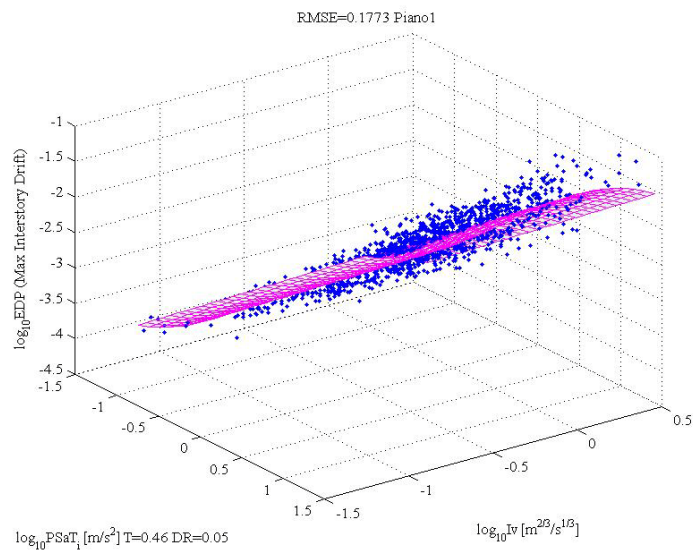
Nelle figure 9.37 e 9.38 si riportano le superfici di regressione ottenute per la misura d'intensità in esame, viste da una prospettiva diversa per comprendere meglio l'effettiva relazione tra la misura e il parametro che identifica la risposta strutturale. Con riferimento alle figure 9.39-9.41, si riportano i residuali ottenuti dall'analisi di regressione in funzione rispettivamente, dei due parametri che compongono la misura d'intensità vettoriale, del parametro di domanda che definisce la risposta strutturale e infine i quantili della distribuzione.

Efficienza

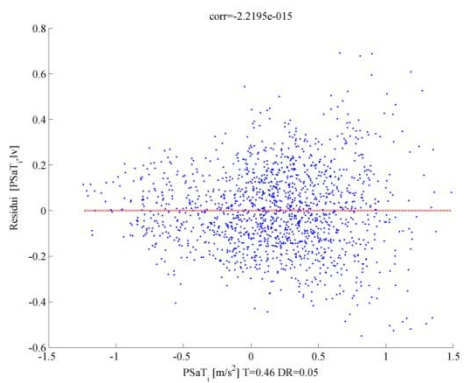
<i>PSaT $\zeta=0.05$ $T=0.46s$</i>								
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>					<i>RMSE</i>
-2.68986	1.093119	0	-0.08081					0.18512
<i>[PSaT, Iv] $\zeta=0.05$ $T=0.46s$</i>								
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>	
-2.58462	0.941524	0	0	0	-1.0263	-0.79018	0.17730	



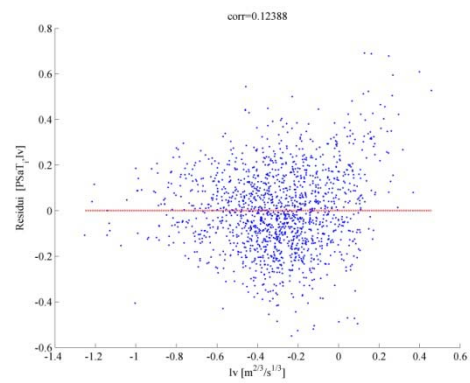
9.37 Regressione stepwise condotta per [PSaT, Iv] in scala logaritmica



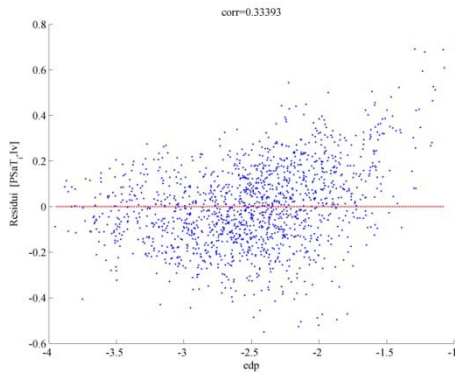
9.38 Regressione stepwise condotta per [PSaT, Iv] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



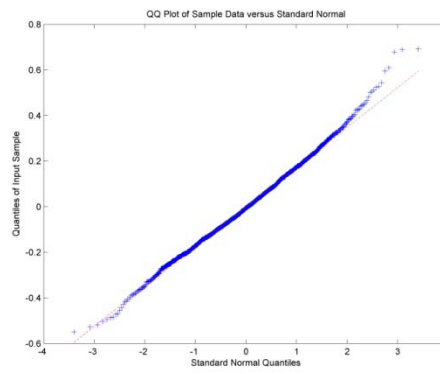
9.39 Residui [PSaT, Iv]-PSaT



9.40 Residui [PSaT, Iv]-Iv



9.41 Residui [PSaT, Iv]-edp

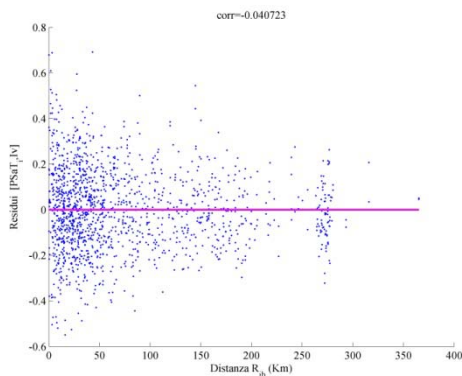


9.42 QQplot [PSaT, Iv]

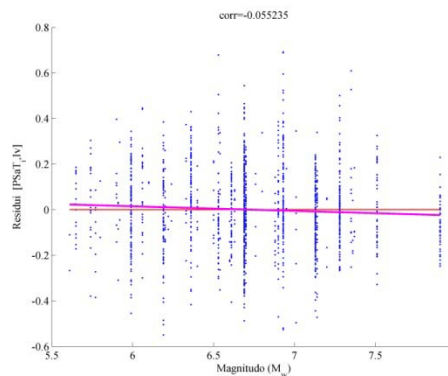
Di seguito si riportano i valori ottenuti dalla regressione sui residuali ottenuti in precedenza e le due grandezze caratteristiche del terremoto prese in considerazione, ovvero la distanza dal campo di rottura e la magnitudo momento, per valutare la sufficienza di queste misure d'intensità. Questi valori vengono confrontati con quelli ottenuti attraverso l'utilizzo di una misura scalare, inoltre con riferimento alle figure 9.43 e 9.43, si mostrano in maniera grafica questi risultati.

Sufficienza

<i>PSaT $\zeta=0.05 T=0.75s$</i>				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0	0	0.088073	0.044055
Mw	-0.24088	0.035785	0.000285	0.093552
<i>[PSaT, Iv] $\zeta=0.05 T=0.75s$</i>				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0	0	0.114902	-0.04072
Mw	0.136168	-0.02023	0.03243	-0.05524



9.43 Residui [PSaT, Iv]-Rjb

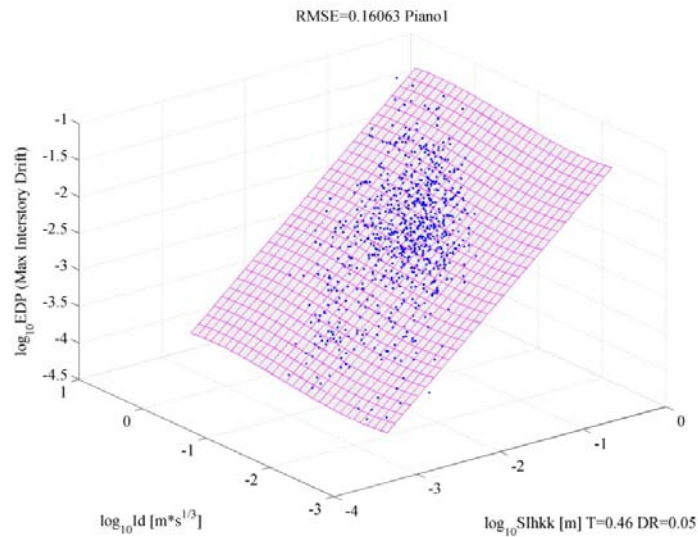


9.44 Residui [PSaT, Iv]-Mw

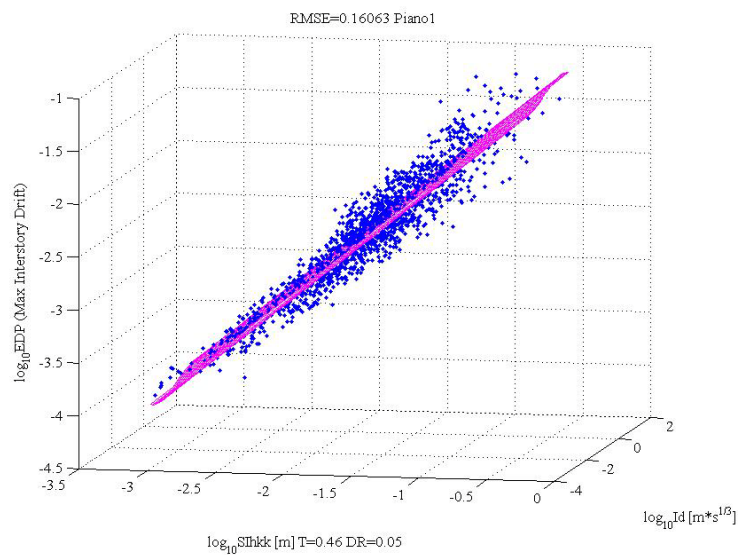
9.2.1.2. [SIhkk, Id]

Efficienza

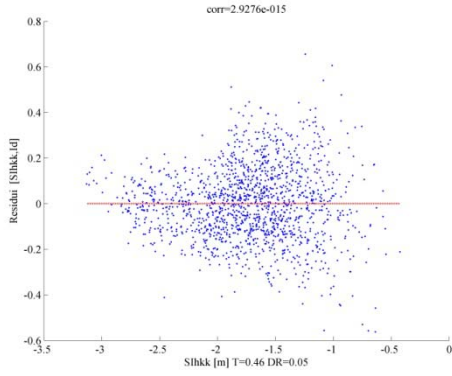
<i>SIhkk</i> $\xi=0.05$ $T=0.46s$							
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>				<i>RMSE</i>
-0.67233	1.062048	0	0				0.16753
<i>[SIhkk, Id]</i> $\xi=0.05$ $T=0.46s$							
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>
-0.63217	1.032841	0	0	0	-0.11334	-0.03468	0.16063



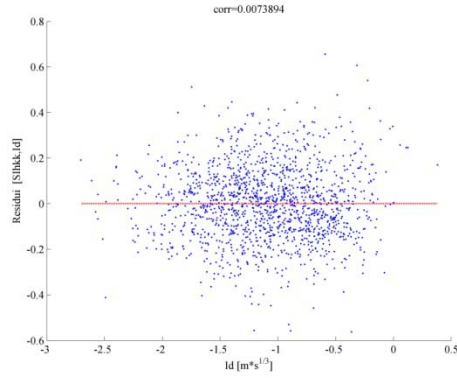
9.45 Regressione stepwise condotta per [SIhkk, Id] in scala logaritmica



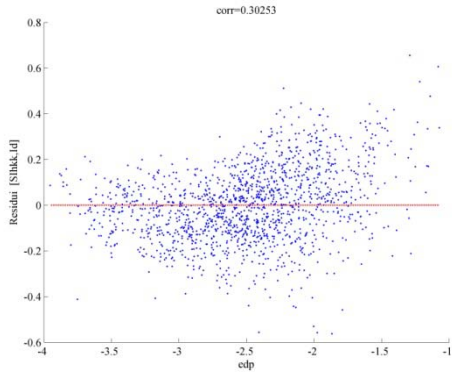
9.46 Regressione stepwise condotta per [SIhkk, Id] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



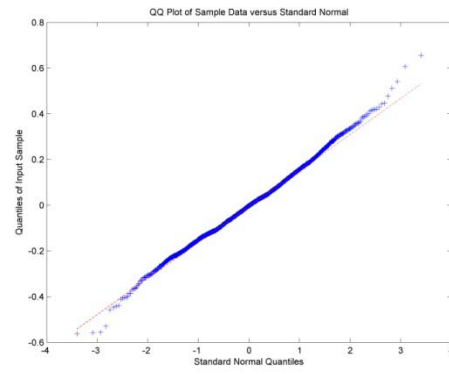
9.47 Residui [SIhkk, Id]-SIhkk



9.48 Residui [SIhkk, Id]-Id



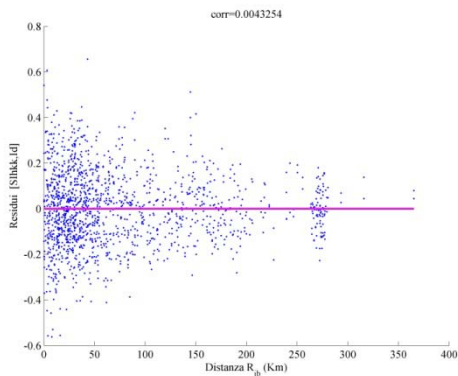
9.49 Residui [SIhkk, Id]-edp



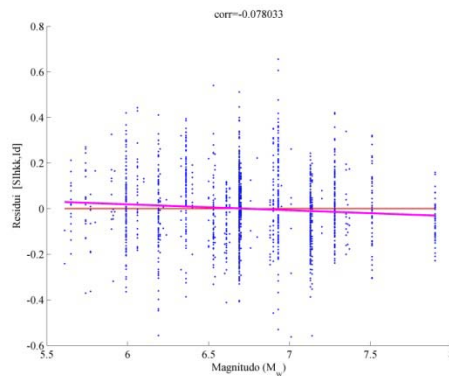
9.50 QQplot [SIhkk, Id]

Sufficienza

<i>SIhkk</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	-0.01356	0.000182	0.001643	0.081217
Mw	-0.24379	0.036218	0.000049	0.104585
<i>[SIhkk, Id]</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0	0	0.867069	0.004325
Mw	0.174286	-0.02589	0.002492	-0.07803



9.51 Residui [SIhkk, Id]-Rjb



9.52 Residui [SIhkk, Id]-Mw

9.2.1.3. [INP04, Id]

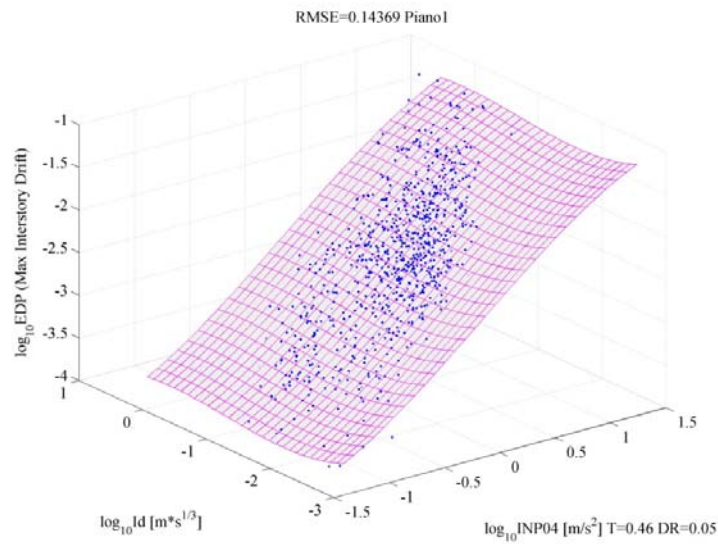
Efficienza

INP04 $\zeta=0.05$ $T=0.46s$

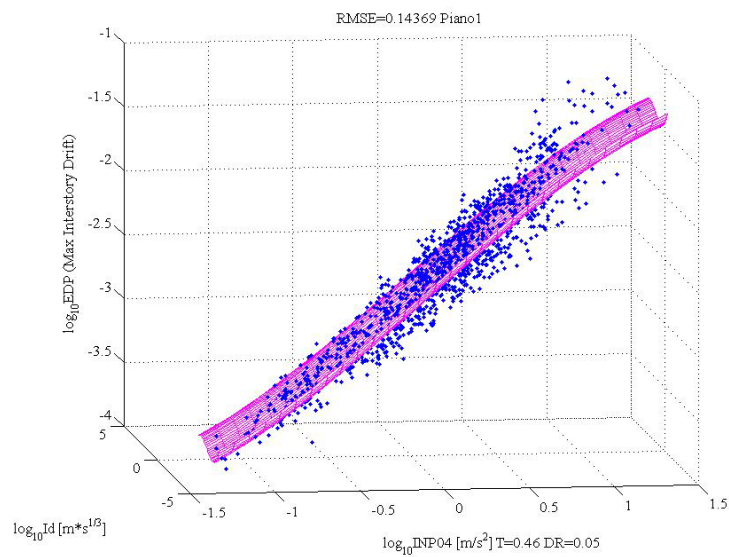
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>RMSE</i>
-2.65948	1.144214	0.036012	-0.0827	0.14669

[INP04, Id] $\zeta=0.05$ $T=0.46s$

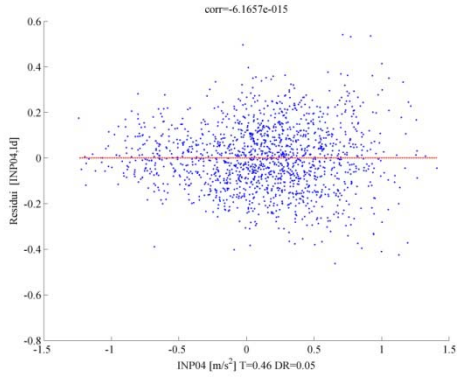
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>
-2.58109	1.139452	0	-0.09354	0	-0.10827	-0.04127	0.14369



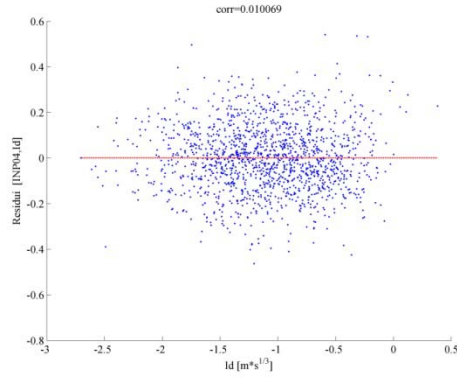
9.53 Regressione stepwise condotta per [INP04, Id] in scala logaritmica



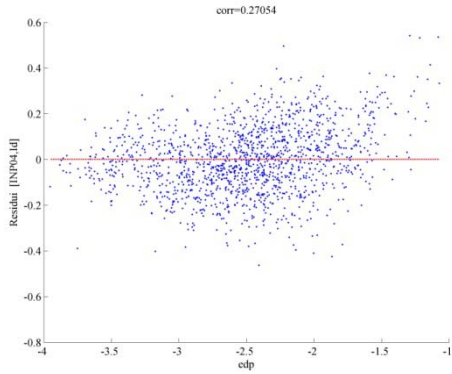
9.54 Regressione stepwise condotta per [INP04, Id] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



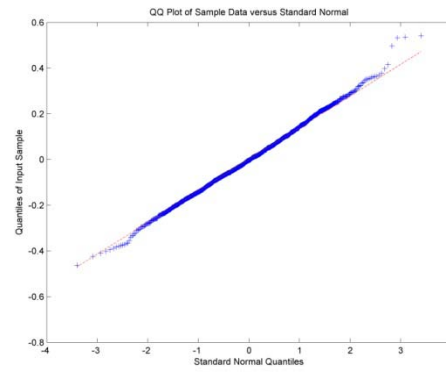
9.55 Residui [INP04, Id]-INP04



9.56 Residui [INP04, Id]-Id



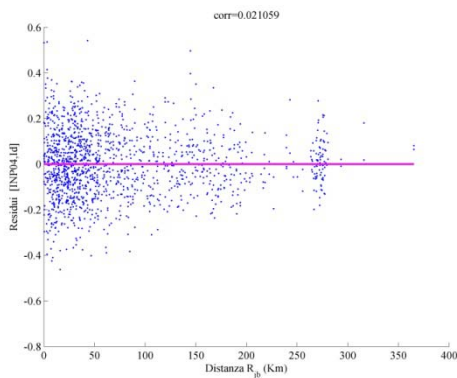
9.57 Residui [INP04, Id]-edp



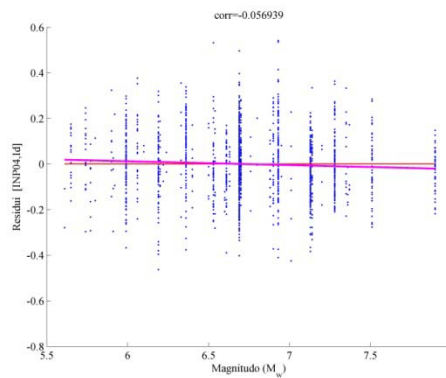
9.58 QQplot [INP04, Id]

Sufficienza

<i>INP04</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	-0.00809	0.000108	0.031981	0.055378
Mw	-0.12969	0.019268	0.01377	0.063588
<i>[INP04, Id]</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0	0	0.415051	0.021059
Mw	0.113726	-0.0169	0.02744	-0.05694



9.59 Residui [INP04, Id]-Rjb



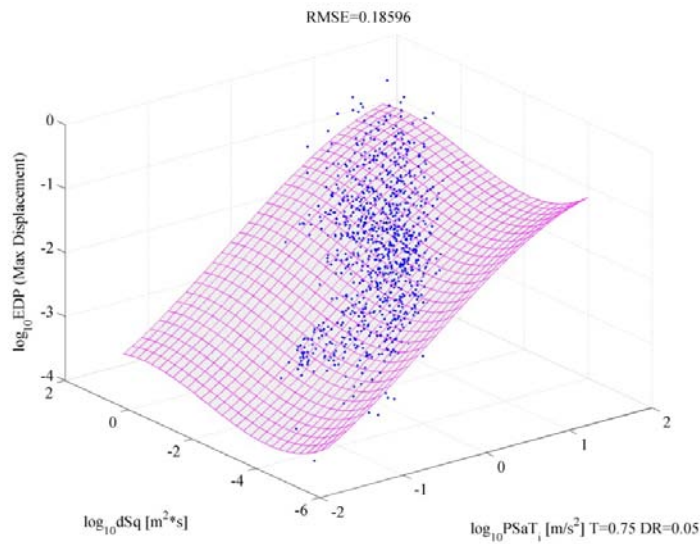
9.60 Residui [INP04, Id]-Mw

9.2.2. Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=0.75$ secondi

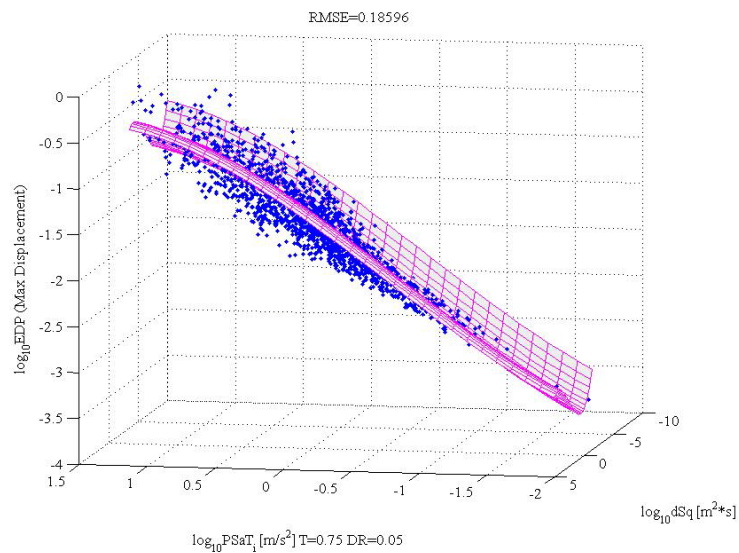
9.2.2.1. [PSaT, dsq]

Efficienza

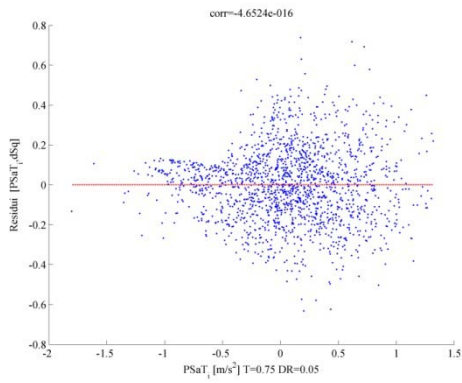
<i>PSaT</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$								
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>					<i>RMSE</i>
-1.75389	1.104341	-0.05996	-0.05282					0.21796
<i>[PSaT, dsq]</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$								
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>	
-1.46511	1.029541	-0.12801	-0.07364	0	-0.08571	-0.01473	0.18596	



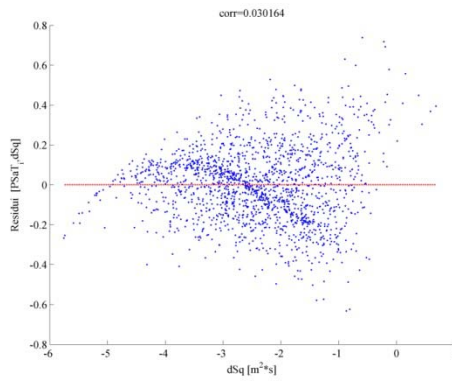
9.61 Regressione stepwise condotta per [PSaT, dSq] in scala logaritmica



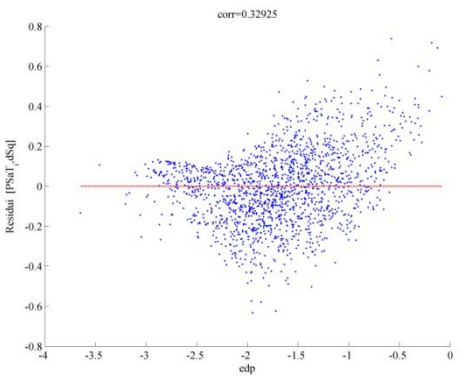
9.62 Regressione stepwise condotta per [PSaT, dSq] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



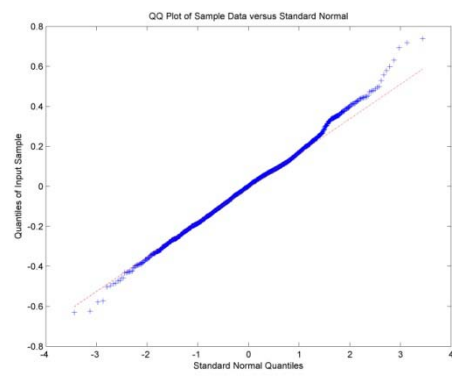
9.63 Residui [PSaT, dSg]-PSaT



9.64 60 Residui [PSaT, dSg]-dSg



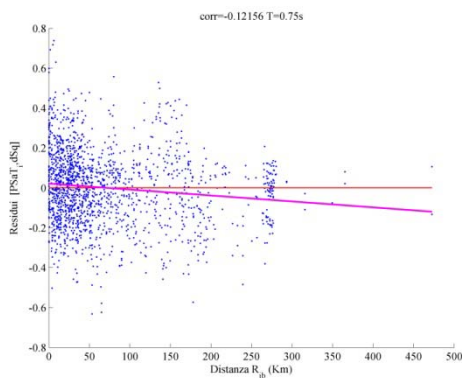
9.65 Residui [PSaT, dSg]-edp



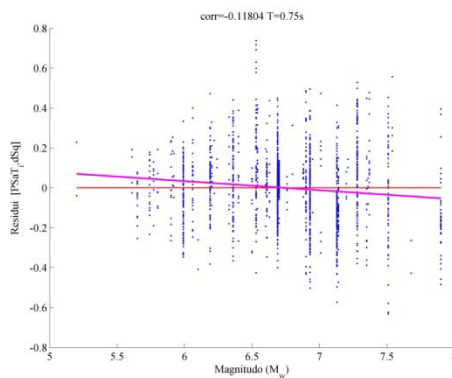
9.66 QQplot [PSaT, dSg]

Sufficienza

<i>PSaT</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0	0	0.894732	0.003207
Mw	-0.62998	0.093438	0	0.207296
<i>[PSaT, dsq]</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0.021349	-0.0003	0	-0.12156
Mw	0.30589	-0.04537	0.000001	-0.11804



9.67 Residui [PSaT, dSg]-Rjb



9.68 Residui [PSaT, dSg]-Mw

9.2.2.2. [SIhkk, dsq]

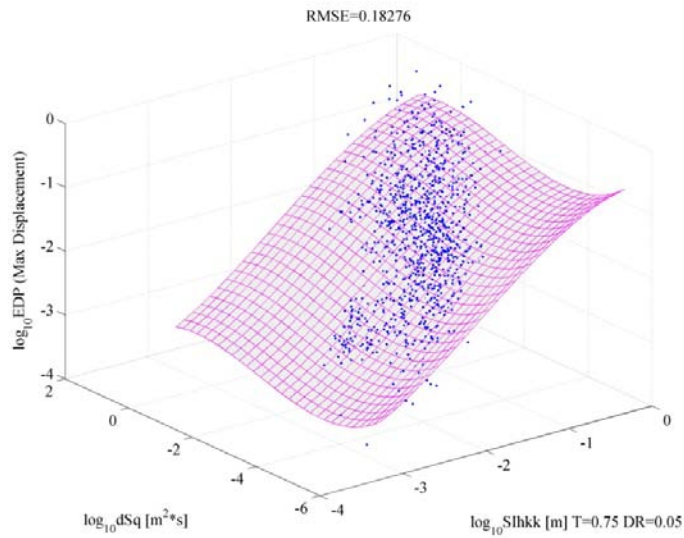
Efficienza

SIhkk $\zeta=0.05$ $T=0.75s$

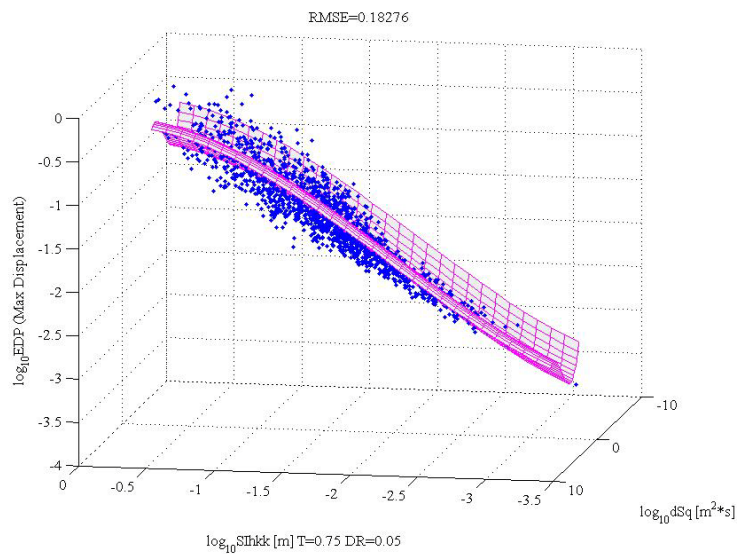
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>RMSE</i>
-0.37753	0.55537	-0.31796	-0.05762	0.21589

[SIhkk, dsq] $\zeta=0.05$ $T=0.75s$

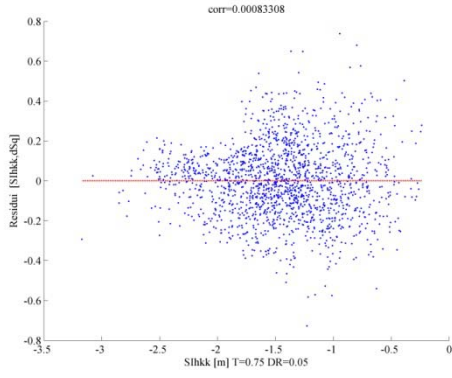
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>
-0.49337	0	-0.56431	-0.09533	0	-0.08556	-0.01459	0.18276



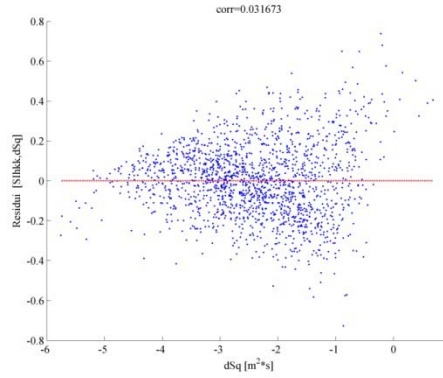
9.69 Regressione stepwise condotta per [SIhkk, dSq] in scala logaritmica



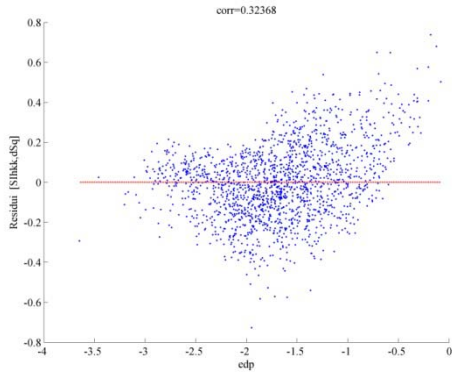
9.70 Regressione stepwise condotta per [SIhkk, dSq] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



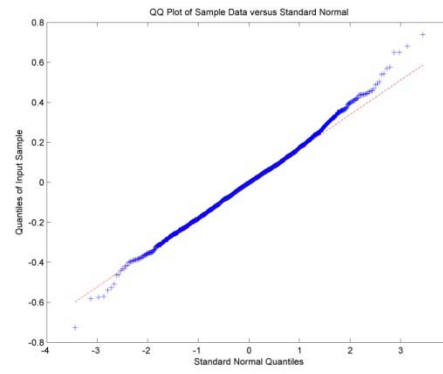
9.71 Residui [SIhkk, dSq]-SIhkk



9.72 Residui [SIhkk, dSq]-dSq



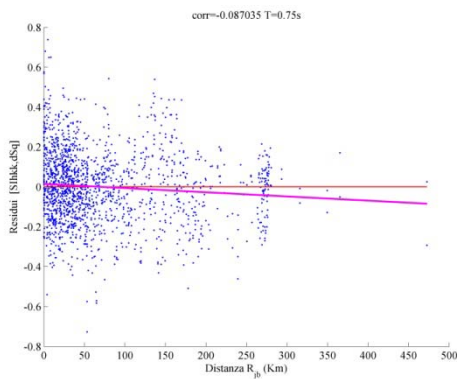
9.73 Residui [SIhkk, dSq]-edp



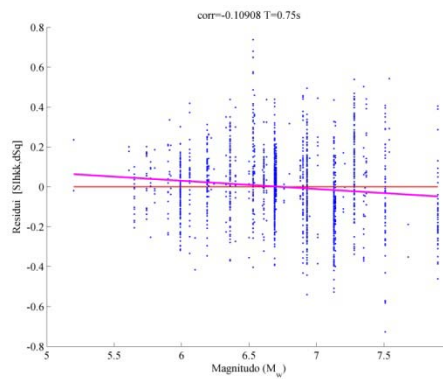
9.74 QQplot [SIhkk, dSq]

Sufficienza

<i>SIhkk</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0	0	0.115346	0.038148
Mw	-0.6779	0.100546	0	0.225207
<i>[SIhkk, dSq]</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0.015027	-0.00021	0.000321	-0.08704
Mw	0.277875	-0.04122	0.000006	-0.10908



9.75 Residui [SIhkk, dSq]-Rjb



9.76 Residui [SIhkk, dSq]-Mw

9.2.2.3. [INP04, dSq]

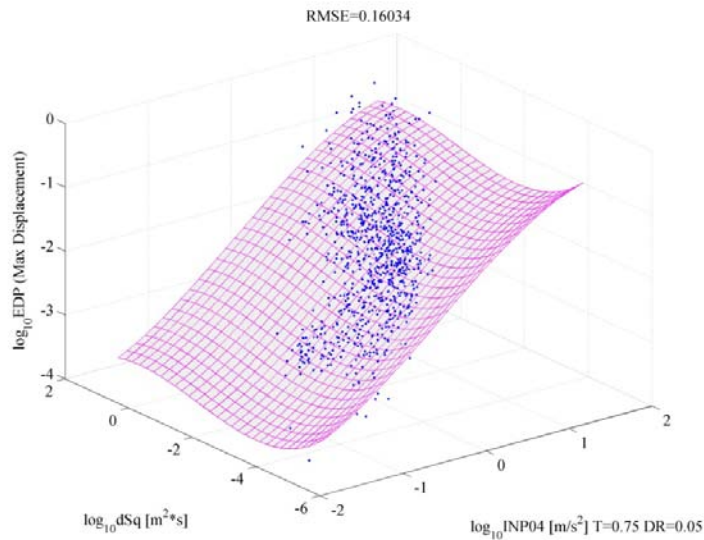
Efficienza

INP04 $\zeta=0.05$ $T=0.75s$

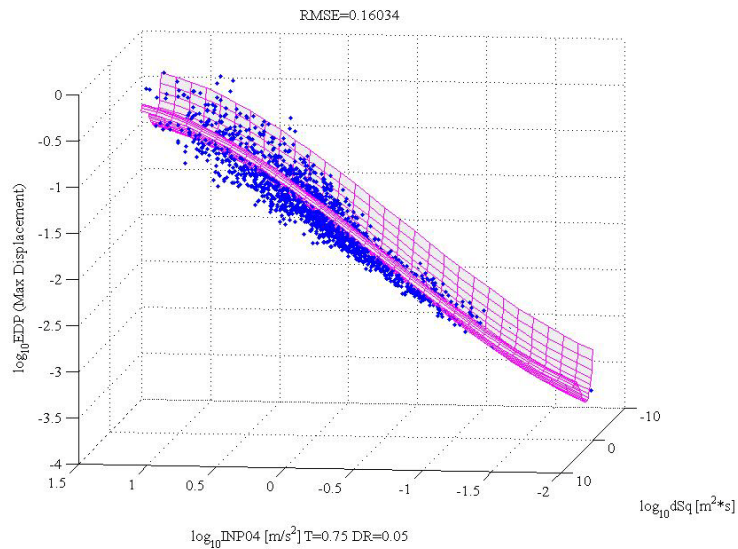
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>RMSE</i>
-1.70181	1.178054	-0.04343	-0.08773	0.183967

[INP04, dSq] $\zeta=0.05$ $T=0.75s$

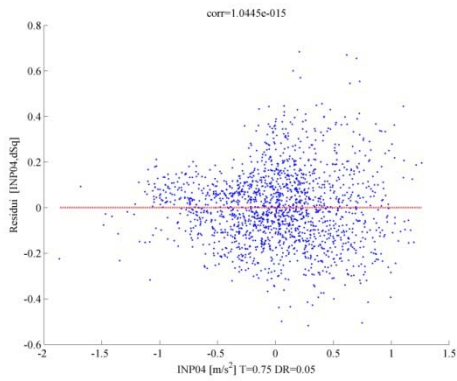
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>
-1.4606	1.104408	-0.12556	-0.09036	0	-0.07789	-0.01431	0.160335



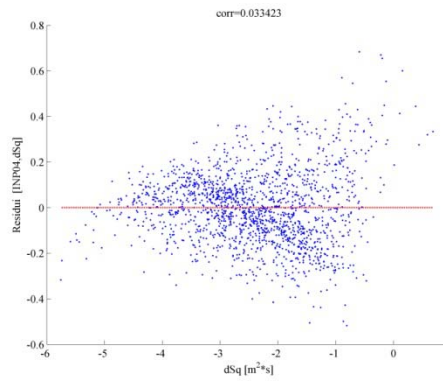
9.77 Regressione stepwise condotta per [INP04, dSq] in scala logaritmica



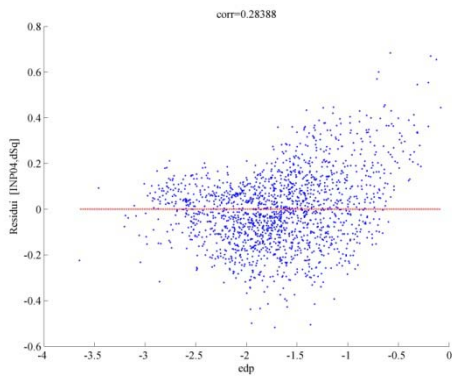
9.78 Regressione stepwise condotta per [INP04, dSq] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



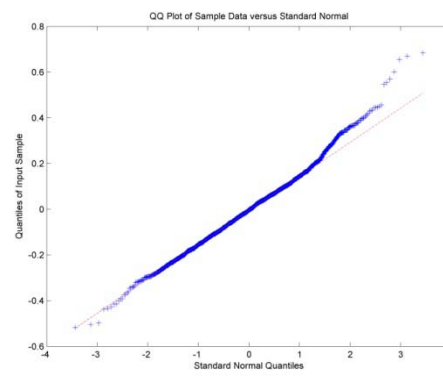
9.79 Residui [INP04, dSq]-INP04



9.80 Residui [INP04, dSq]-dSq



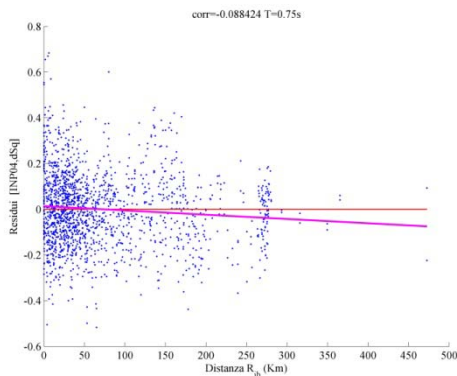
9.81 Residui [INP04, dSq]-edp



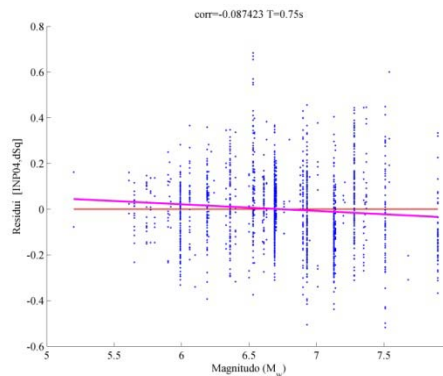
9.82 QQplot [INP04, dSq]

Sufficienza

<i>INP04</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0	0	0.703686	0.009218
Mw	-0.48133	0.071391	0	0.187649
<i>[INP04, dsq]</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0.013389	-0.00019	0.000257	-0.08842
Mw	0.195322	-0.02897	0.000301	-0.08742



9.83 Residui [INP04, dSq]-Rjb



9.84 Residui [INP04, dSq]-Mw

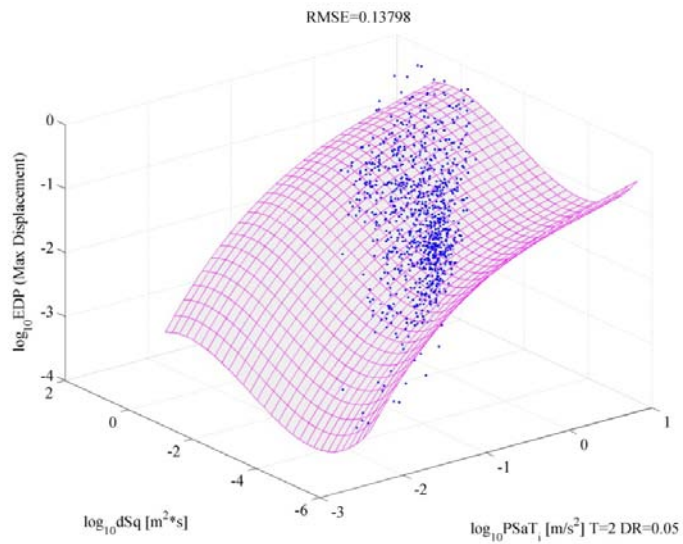
9.2.3. Sistema strutturale SDOF con degrado e $T=2$ secondi

9.2.3.1. [PSaT, dsq]

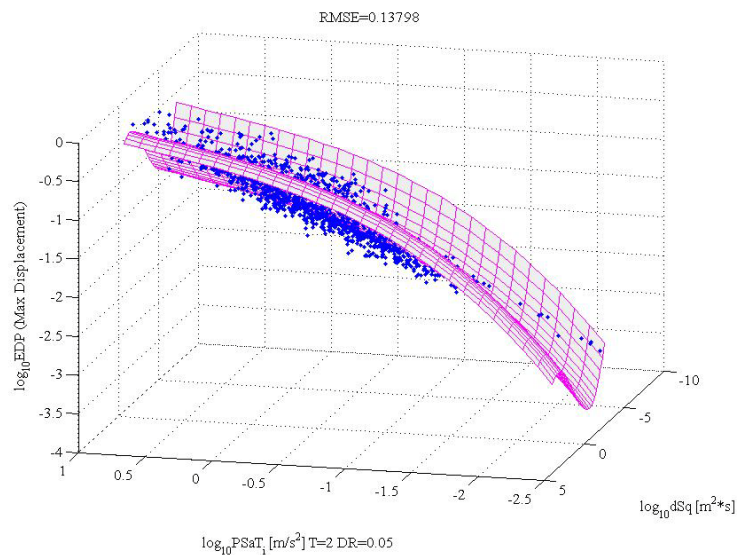
Efficienza

<i>PSaT</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$							
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>RMSE</i>			
-1.03167	0.853494	-0.07635	0	0.229846			

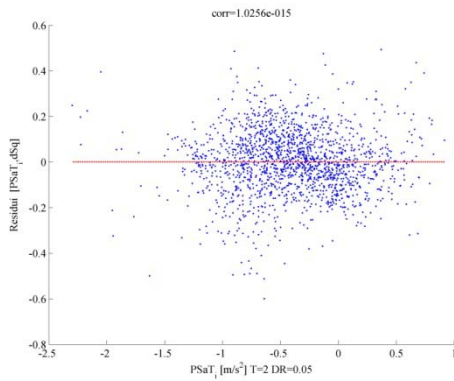
<i>[PSaT, dsq]</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$							
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>
-0.66319	0.425688	-0.12873	0.064358	0	-0.1578	-0.02664	0.137976



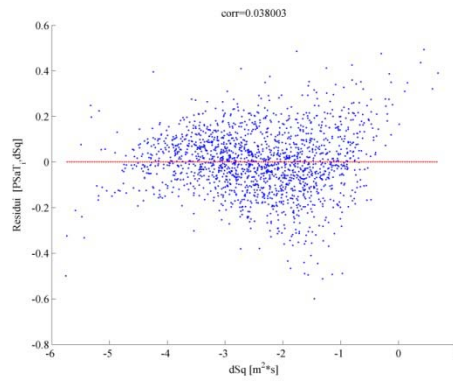
9.85 Regressione stepwise condotta per [PSaT, dSq] in scala logaritmica



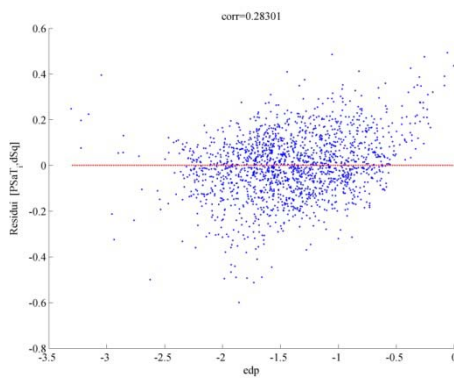
9.86 Regressione stepwise condotta per [PSaT, dSq] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



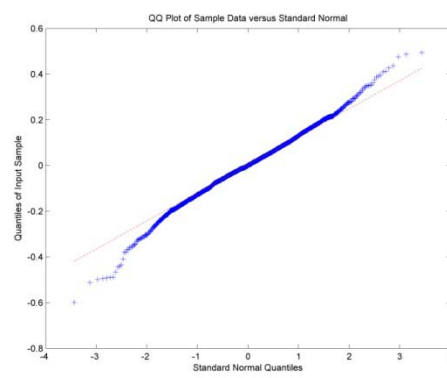
9.87 Residui [PSaT, dSq]-PSaT



9.88 Residui [PSaT, dSq]-dSq



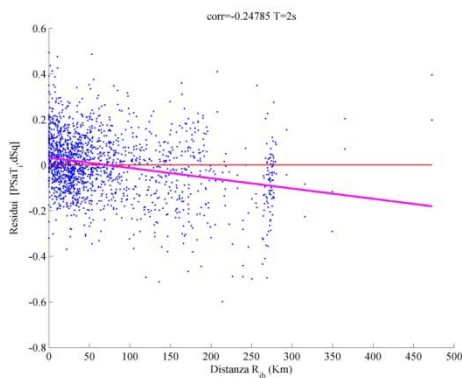
9.89 Residui [PSaT, dSq]-edp



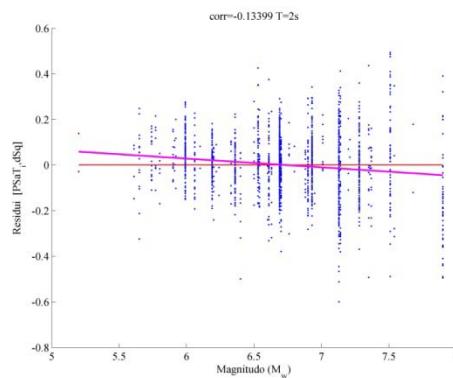
9.90 QQplot [PSaT, dSq]

Sufficienza

<i>PSaT</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	-0.02257	0.000315	0.000017	0.103884
Mw	-1.26292	0.187317	0	0.393965
<i>[PSaT, dsq]</i> $\zeta=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0.032296	-0.00045	0	-0.24785
Mw	0.257616	-0.03821	0	-0.13399



9.91 Residui [PSaT, dSq]-Rjb



9.92 Residui [PSaT, dSq]-Mw

9.2.3.2. $[SIhkk, dsq]$

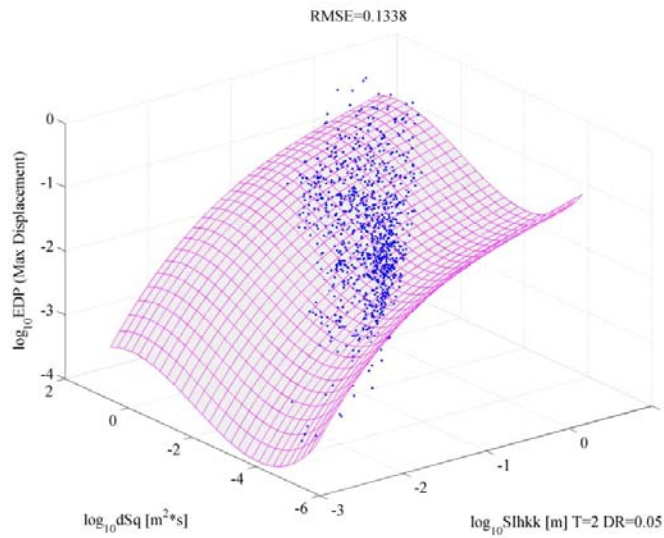
Efficienza

$SIhkk \zeta=0.05 T=0.75s$

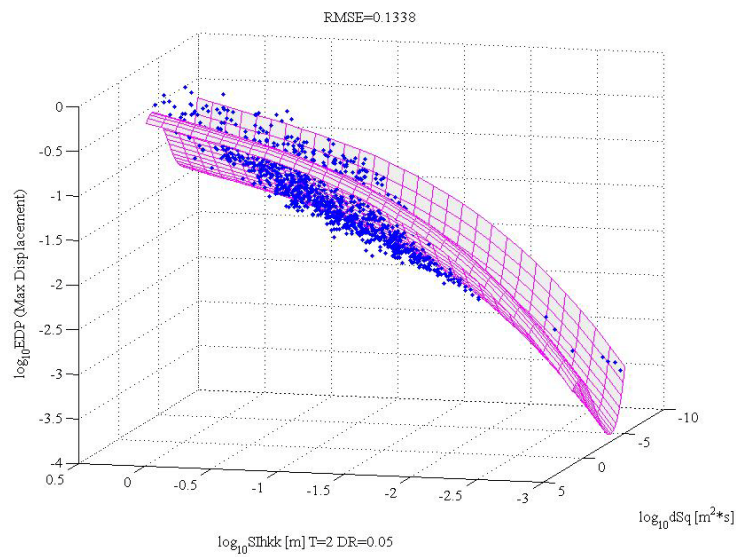
a	b	c	d	$RMSE$
-0.50105	0.7797	-0.06946	0	0.226424

$[SIhkk, dsq] \zeta=0.05 T=0.75s$

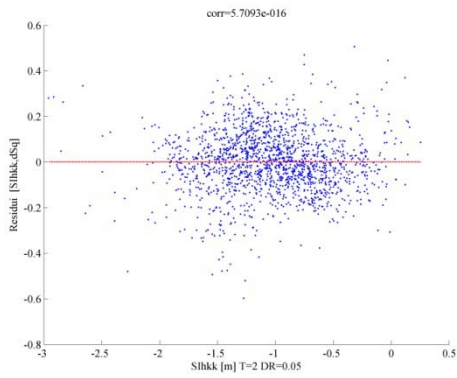
a	b	c	d	e	f	g	$RMSE$
-0.41545	0.363548	0	0.063337	0	-0.15606	-0.0263	0.133801



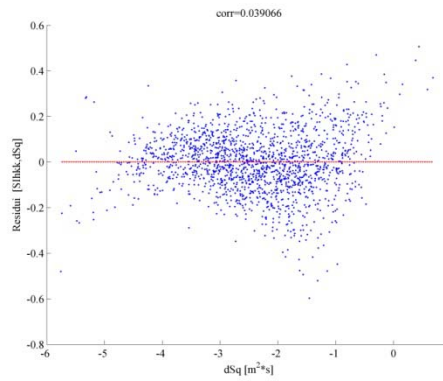
9.93 Regressione stepwise condotta per $[SIhkk, dSq]$ in scala logaritmica



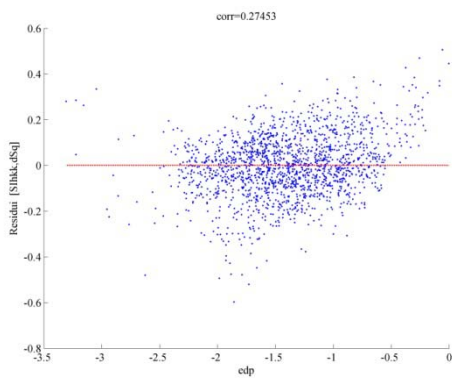
9.94 Regressione stepwise condotta per $[SIhkk, dSq]$ in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



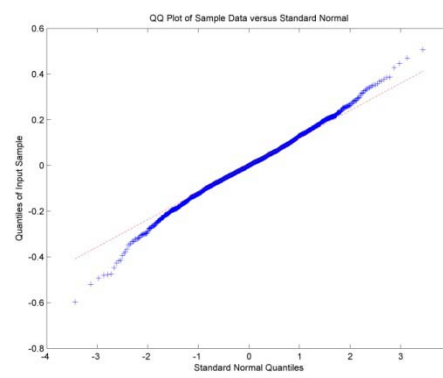
9.95 Residui [SIhkk, dSq]-SIhkk



9.96 Residui [SIhkk, dSq]-dSq



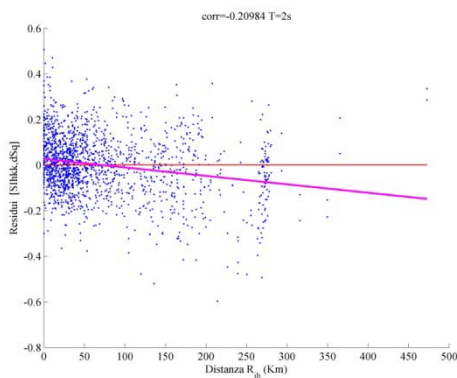
9.97 Residui [SIhkk, dSq]-edp



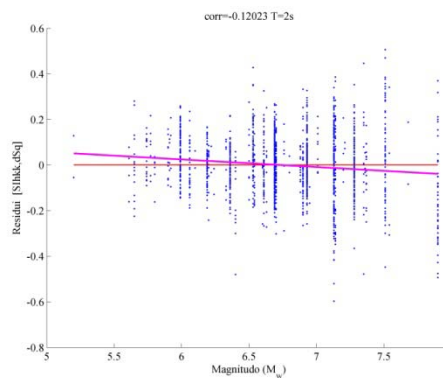
9.98 QQplot [SIhkk, dSq]

Sufficienza

<i>SIhkk</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	-0.03012	0.00042	0	0.140728
Mw	-1.29824	0.192556	0	0.411103
<i>[SIhkk, dsq]</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0.026524	-0.00037	0	-0.20984
Mw	0.224231	-0.03326	0.000001	-0.12023



9.99 Residui [SIhkk, dSq]-Rjb



9.100 Residui [SIhkk, dSq]-Mw

9.2.3.3. [INP04, dsq]

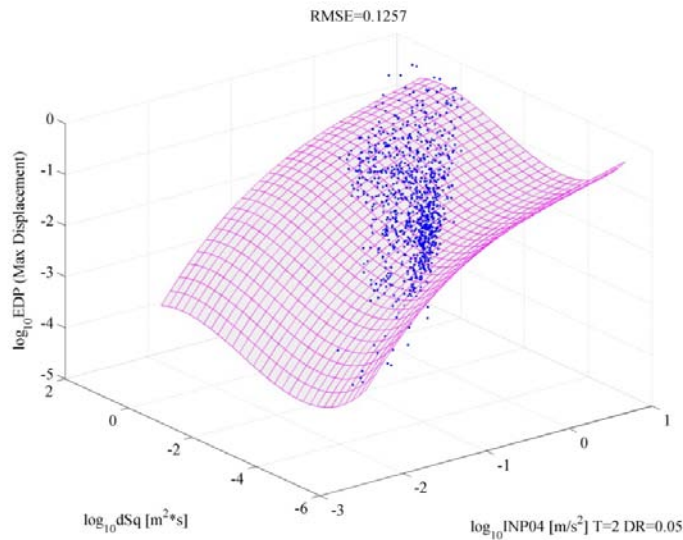
Efficienza

INP04 $\zeta=0.05$ $T=0.75s$

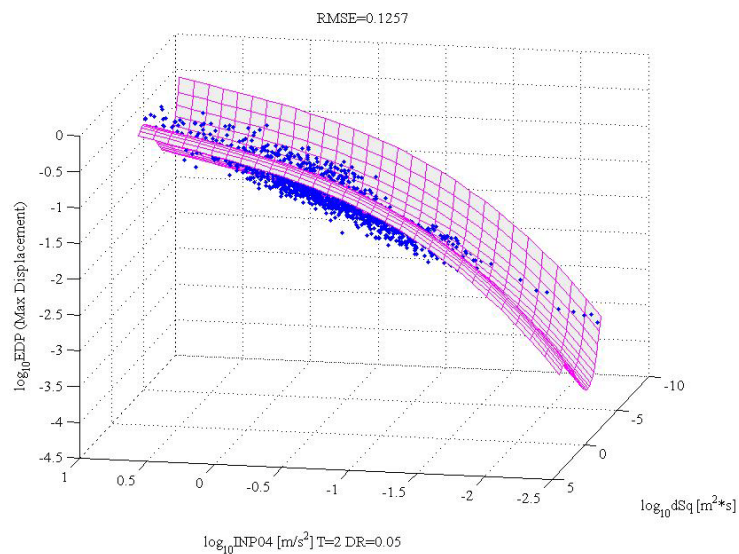
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>RMSE</i>
-0.92271	0.895899	-0.07143	0	0.19376

[INP04, dsq] $\zeta=0.05$ $T=0.75s$

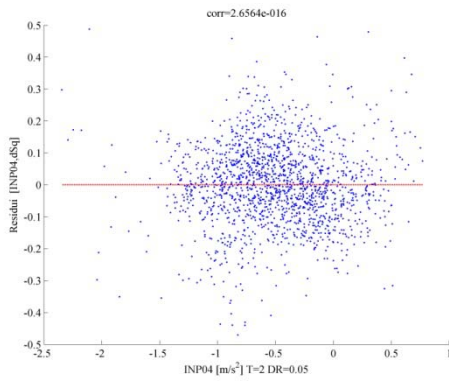
<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>RMSE</i>
-0.64099	0.472602	-0.11895	0.07682	0	-0.14802	-0.02639	0.12570



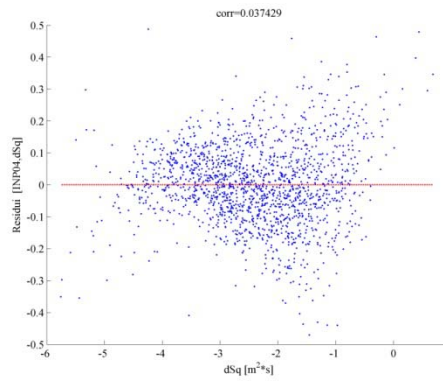
9.101 Regressione stepwise condotta per [INP04, dSq] in scala logaritmica



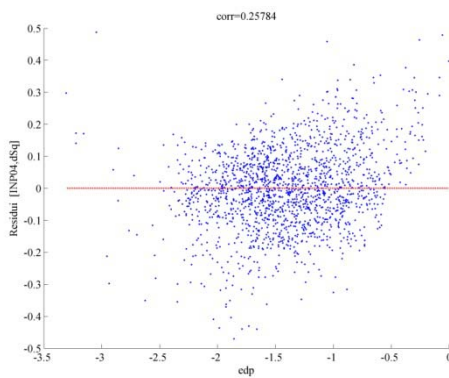
9.102 Regressione stepwise condotta per [INP04, dSq] in scala logaritmica. Vista da altra prospettiva



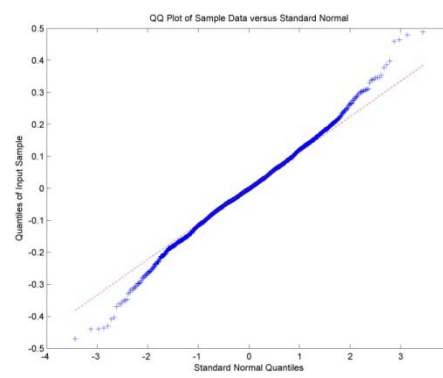
9.103 Residui [INP04, dSq]-INP04



9.104 Residui [INP04, dSq]-dSq



9.105 Residui [INP04, dSq]-edp

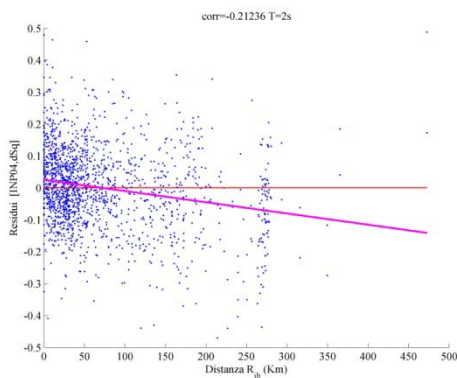


9.106 QQplot [INP04, dSq]

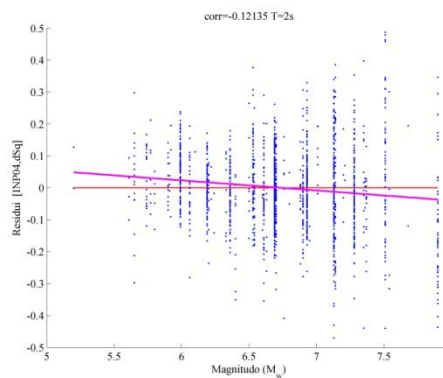
Sufficienza

<i>INP04</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	-0.01941	0.000271	0.000012	0.106006
Mw	-0.94087	0.139551	0	0.348172

<i>[INP04, dsq]</i> $\xi=0.05$ $T=0.75s$				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>p-value</i>	<i>r</i>
Rjb	0.025209	-0.00035	0	-0.21236
Mw	0.212556	-0.03153	0.000001	-0.12135



9.107 Residui [INP04, dSq]-Rjb



9.108 Residui [INP04, dSq]-Mw

9.3. Riepilogo dei risultati ottenuti utilizzando misure d'intensità vettoriali

Nel corso di questo capitolo si è cercato di migliorare le prestazioni delle misure d'intensità studiate, andando a definire delle misure di tipo vettoriale, ovvero composte da due parametri che descrivono lo scuotimento sismico. Dai risultati ottenuti per il sistema strutturale a più gdl, rappresentato mediante un telaio a due piani, si vede che l'utilizzo di una misura vettoriale, definita mediante i criteri precedentemente menzionati, non porta in genere ad un significativo aumento delle prestazioni rispetto a misure scalari, sia in termini di efficienza che di sufficienza. Passando all'oscillatore con degrado, avente periodo proprio pari a 0.75 secondi, si riscontra una maggiore efficienza attraverso l'utilizzo di misure vettoriali rispetto a quelle scalari. Passando alla sufficienza nei confronti della distanza dal campo di rottura R_{jb} , si individua un peggioramento per la misura vettoriale che a come primo parametro la PSaT nei confronti dell'accelerazione spettrale presa singolarmente, mentre le altre risultano essere invariate su questo aspetto. Per quanto riguarda la sufficienza nei confronti della magnitudo si riscontra al contrario un miglioramento delle misure vettoriali rispetto a quelle scalari. Con riferimento all'oscillatore con degrado più flessibile, si individua un discreto miglioramento in termini di efficienza attraverso l'utilizzo di misura vettoriali. La sufficienza nei confronti della distanza R_{jb} , mostra un peggioramento con misure composte da più parametri, al contrario si ottengono dei miglioramenti sostanziali riguardo la sufficienza nei confronti della magnitudo M_w . In questo capitolo è stato effettuato un confronto diretto dei risultati di efficienza e sufficienza ottenuti per una misura vettoriale e una di tipo scalare, tuttavia si devono fare considerazioni nei riguardi della convenienza sull'utilizzo di questo tipo di misure, infatti per esse risulta essere maggiormente difficoltoso il calcolo della pericolosità sismica.

Bibliografia

- Akkar, S. and Ö. Özen (2005). "Effect of peak ground velocity on deformation demands for SDOF systems." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **34**(13): 1551-1571.
- Araya, R. and G. R. Saragoni (1980). Capacidad de los movimientos sísmicos de producir daño estructural. Santiago, Chile, Division of Structural Engineering, Department of Engineering, University of Chile.
- Arias, A. (1970). A measure of Earthquake Intensity. Seismic Design for Nuclear Power Plants. R. J. Hansen. Cambridge, Massachusetts Massachusetts Institute of Technology Press: 438-483.
- ATC (1978). Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, National Bureau of Standards.
- Baker, J. W. and C. A. Cornell (2004). Choice of a Vector Ground Motion Intensity Measures for Seismic Demand Hazard Analysis. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada.
- Baker, J. W. and C. A. Cornell (2005). "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **34**(10): 1193 - 1217.
- Baker, J. W. and C. A. Cornell (2006). "Spectral shape, epsilon and record selection." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **35**(9): 1077-1095.
- Bianchini, M., C. A. Cornell, et al. (2008). "An earthquake intensity measure based on an average of spectral accelerations."
- Bojórquez, E. and I. Iervolino (2010). A Spectral Shape-based Scalar Ground Motion Intensity Measure for Maximum and Cumulative Structural Demands. 14th European Conference on Earthquake Engineering. Ohrid, Republic of Macedonia.
- Bommer, J. J. and A. B. Acevedo (2004). "The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis." Journal of Earthquake Engineering **8**(Special Issue 1): 43-91.
- Bracci, J., A. Reinhorn, et al. (1989). Deterministic model for seismic damage evaluation of RC structures, Rep, NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State Univ. of New York, Buffalo.
- Buratti, N. and M. Savoia (2009). Using non-stationary artificial accelerograms for estimating maximum drift demands on R.C. frame structures. XIII Convegno Italiano "L'ingegneria sismica in Italia". Bologna, Italy.
-

- Campbell, K. W. (1997). "Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity, and pseudo-absolute acceleration response spectra." Seismological Research Letters **68**(1): 154-179.
- Ceb-Fip (1993). Model Code 1990. Trowbridge, Redwood Books.
- CEN (2004). Design provisions for earthquake resistance of structures. Part:1 general rules, seismic actions and rules for buildings. Eurocode_8. Brussels, European Committee for standardization.
- Chopra, A. and F. Naeim (2007). Dynamics of structures—theory and applications to earthquake engineering.
- Comartin, C., R. Niewiarowski, et al. (1996). "ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings." SSC 96 1.
- Cordova, P. P., G. G. Deierlein, et al. (2001). Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure. 2nd U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures. Sapporo, Hokkaido.
- Cornell, C. A. (1968). "Engineering seismic risk analysis." Bulletin of the Seismological Society of America **58**(5): 1583-1606.
- Cosenza, E. and G. Manfredi (1998). A seismic design method including damage effect. 11th European Conference on Earthquake Engineering. Paris, France.
- Fajfar, P., T. Vidic, et al. (1990). "A measure of earthquake motion capacity to damage medium period structures." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **9**(5): 236-242.
- FEMA, F. (1997). "273: NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings." Federal Emergency Management Agency.
- Giovenale, P., C. A. Cornell, et al. (2004). "Comparing the adequacy of alternative ground motion intensity measures for the estimation of structural responses." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **33**(8): 951-979.
- Hanks, T. C. and H. Kanamori (1979). "A moment magnitude scale." Journal of Geophysical Research **77**(23): 4393-4405.
- Hilber, H., T. Hughes, et al. (1977). "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **5**(3): 283-292.
- Hognestad, E. (1951). "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members."

-
- Housner, G. W. (1952). Spectrum Intensities of Strong-Motion Earthquakes. Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, CA.
- Housner, G. W. (1975). Measures of Severity of Ground Shaking. U.S. Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute.
- Housner, G. W. and P. C. Jennings (1964). "Generation of artificial earthquakes." Journal of the Engineering Mechanics Division **90**: Proceedings paper 3806.
- Ibarra, L. F., R. A. Medina , et al. (2005). "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **34**(12): 1489-1511.
- Iwan, W. D. (1980). "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **8**(4): 375-388.
- Joyner, W. B. and D. M. Boore (1981). "Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 imperial valley, California, earthquake." Bulletin of the Seismological Society of America **71**(6): 2011-2038.
- Kappos, A. J. and P. Kyriakakis (2000). "A re-evaluation of scaling techniques for natural records." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **20**(1-4): 111-123.
- Kent, D. and R. Park (1971). "Flexural members with confined concrete." Journal of the Structural Division **97**(7): 1969-1990.
- Krawinkler, H., N. S. Foundation, et al. (1983). Recommendations for experimental studies on the seismic behavior of steel components and materials, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- Kurama, Y. C. and K. T. Farrow (2003). "Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **32**(15): 2425-2450.
- Luco, N. (2002). Probabilistic seismic demand analysis, SMRF connection fractures, and near-source effects, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA, USA.
- Luco, N. and C. Cornell (1998). Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure.
- Luco, N. and C. A. Cornell (2007). "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions." Earthquake Spectra **23**(2): 257-392.

- Mander, J. and M. Priestley (1988). "Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete." Journal of Structural Engineering **114**: 1804.
- Manfredi, G. (2001). "Evaluation of seismic energy demand." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **30**(4): 485-499.
- Martínez-Rueda, J. E. (1998). "Scaling procedure for natural accelerograms based on a system of spectrum intensity scales." Earthquake Spectra **14**(1): 135-152.
- Matsumura, K. (1992). On the intensity measure of strong motions related to structural failures. 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid. **1**: 375-380.
- McKenna, F., G. Fenves, et al. (2006). "OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation." Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, CA., <http://opensees.berkeley.edu>.
- Medina, R. and H. Krawinkler (2004). Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and Their Dependence on Ground Motions, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Mehanny, S. S. F. (2009). "A broad-range power-law form scalar-based seismic intensity measure." Engineering Structures **31**(7): 1354-1368.
- Mehanny, S. S. S. and G. G. Deierlein (2000). Modelling of assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams. Sanford, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- Menegotto, M. and P. Pinto (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames, Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending.
- Nau, J. M. and W. J. Hall (1984). "Scaling methods for earthquake response spectra." Journal of Structural Engineering **110**(7): 1533-1548.
- Newmark, N. (1959). A method of computation for structural dynamics, American Society of Civil Engineers.
- Newmark, N. and W. Hall (1982). "Earthquake spectra and design."
- Panagiotakos, T. B. and M. N. Fardis (2001). "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate." ACI Structural Journal **98**(2): 135.
- Park, Y.-J. and A. H.-S. Ang (1985). "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete." Journal of Structural Engineering **111**(4): 722-739.
- Park, Y.-J., A. H.-S. Ang, et al. (1985). "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings." Journal of Structural Engineering **111**(4): 740-757.

-
- PEER. (2005). "Next Generation of Attenuation (NGA) database. PEER strong-motion database (<http://peer.berkeley.edu/nga/index.html>)."
- Priestley, M., G. M. Calvi, et al. (2007). Displacement-based seismic design of structures, IUSS Press.
- Rahnama, M. and H. Krawinkler (1993). Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands. John A, Blume Earthquake Engineering Center Report.
- Ramirez, C., E. Miranda, et al. (2009). Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering, Stanford University.
- Reinhorn, A., S. Kunnath, et al. (1992). "Seismic design of structures for damage control." Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings: 63-76.
- Richter, C. F. (1935). "An instrumental earthquake magnitude scale." Bulletin of the Seismological Society of America **25**(1): 1-32.
- Riddell, R. (2007). "On ground motion intensity indices." Earthquake Spectra **23**(1): 147-173.
- Rodríguez-Gómez, S., A. Cakmak, et al. (1990). Evaluation of seismic damage indices for reinforced concrete structures, National Center for Earthquake Engineering Research.
- Roufaiel, M. S. L. and C. Meyer (1987). "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames." Journal of Structural Engineering **113**(3): 429-444.
- Ruiz-García, J. and E. Miranda (2006). "Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **35**(6): 679-694.
- Sabetta, F. and A. Pugliese (1987). "Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong-motion records." Bulletin of the Seismological Society of America **77**(5): 1491-1513.
- Sarma, S. K. and K. S. Yang (1987). "An evaluation of strong motion records and a new parameter A_{95} ." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **15**: 119-132.
- Scott, B., R. Park, et al. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, ACI.
- Scott, M. H. and G. L. Fenves (2006). "Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements." Journal of Structural Engineering **132**(2).

- Shome, N. (1999). Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA, USA.
- Shome, N., C. A. Cornell, et al. (1998). "Earthquakes, records, and nonlinear responses." Earthquake Spectra **14**(3): 469 - 500.
- Tothong, P. and C. A. Cornell (2006). "An Empirical Ground-Motion Attenuation Relation for Inelastic Spectral Displacement." Bulletin of the Seismological Society of America **96**(6): 2146-2164.
- Tothong, P. and C. A. Cornell (2007). Probabilistic Seismic Demand Analysis Using Advanced Ground Motion Intensity Measures, Attenuation Relationships, and Near-Fault Effects, PEER.
- Trifunac, M. D. and A. G. Brady (1975). "A study on the duration of strong duration earthquake ground motion." Bulletin of the Seismological Society of America **65**(3): 585-626.
- Tso, W. K., T. J. Zhu, et al. (1992). "Engineering implication of ground motion A/V ratio." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **11**(3): 133-144.
- Vamvatsikos, D. and C. Cornell (2004). "Applied incremental dynamic analysis." Earthquake Spectra **20**: 523.
- Vamvatsikos, D. and C. A. Cornell (2002). "Incremental dynamic analysis." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **31**(3): 491 - 514.
- Veletsos, A. S. and N. M. Newmark (1960). Effects of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake ground motions. Proc. Second World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto, Japan.
- Vision, S. (1995). "Performance based seismic engineering of buildings." Structural Engineers Association of California, Sacramento, Calif.
- Zareian, F. (2006). Simplified performance-based earthquake engineering, Stanford University.