



**Politecnico
di Torino**



PIANO INTEGRATO TEMATICO (PITEM) “RISK - RESILIENZA, INFORMAZIONE,
SENSIBILIZZAZIONE E COMUNICAZIONE AI CITTADINI”. PROGETTO RISK-ACT

VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DINAMICO DI RILEVATI IN TERRA NATURALE PER PROTEZIONE CONTRO LA CADUTA DI MASSI

(Prodotto della ricerca 1.1 dell'accordo tra Regione Autonoma Valle d'Aosta e Politecnico di Torino di cui al PD n.7355 del 14/12/2020).

ING. STEFANO VIGNA

ING. POST DOC MADDALENA MARCHELLI

PROF. VALERIO DE BIAGI

PROF. DANIELE PEILA (RESP. SCIENTIFICO)

30 Giugno 2022



r!SK





**Politecnico
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria
dell'Ambiente, del Territorio
e delle Infrastrutture



Rockfall
Protection
Engineering
LABORATORY



Sommario

1 SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	INTRODUZIONE	5
3	ANALISI BIBLIOGRAFICA.....	6
3.1	NORMATIVA ONR 24810 (2021)	7
3.2	ANALISI SVILUPPATE DA PLASSIARD E DONZÈ (2009, 2010).....	10
3.3	ANALISI SVILUPPATE DA LAMBERT E KISTER (2018) PER LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DI RILEVATI ESISTENTI	12
4	MODELLAZIONI NUMERICHE PARAMETRICHE PER LO STUDIO DEI RILEVATI PARAMASSI IN TERRA NON RINFORZATA	14
4.1	CARATTERISTICHE DEL CODICE NUMERICO	14
4.2	ANALISI PARAMETRICA.....	16
5	OUTPUT DELLE ANALISI PARAMETRICHE	18
5.1	RELAZIONE SPOSTAMENTI E ENERGIA CINETICA	18
5.2	VALUTAZIONE AL SUPERAMENTO DEL BLOCCO OLTRE IL RILEVATO	24
5.3	CONFRONTO FRA SIMULAZIONI E ONR 24810 (2021)	37
5.4	CONFRONTO FRA SIMULAZIONI E IL METODO DI LAMBERT E KISTER (2018)	39
5.5	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE	41
6	BIBLIOGRAFIA	45
	LISTA DEI SIMBOLI	47



**Politecnico
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria
dell'Ambiente, del Territorio
e delle Infrastrutture



Rockfall
Protection
Engineering
LABORATORY



1 PREMESSA

La presente relazione riporta i risultati di modellazioni dinamiche di rilevati in terra naturale per il contenimento di blocchi rocciosi in movimento.

L'obiettivo del lavoro è quello di fornire un contributo scientifico alla comprensione del comportamento di questa tipologia di strutture, sia ottimizzare la scelta di questa tipologia di opere sia per consentire una verifica preliminare di rilevati costruiti nel passato e di cui non siano più disponibili dati o informazioni di dettaglio.

2 INTRODUZIONE

I rilevati paramassi in terra non rinforzata, cioè senza l'uso di geogriglie o reti metalliche di rinforzo, sono caratterizzati usualmente da un'inclinazione delle pareti laterali dell'ordine dei 30°-40° condizionata dalla proprietà geotecniche dei terreni utilizzati che, nella maggior parte dei casi, vengono compattati per strati durante la costruzione, al fine di raggiungere il valore di progetto della densità del terreno.

È importante sottolineare che, per quanto riguarda la progettazione di questa tipologia di rilevati paramassi non sono disponibili normative o linee guida che possano indirizzare i progettisti in modo univoco in merito alla resistenza all'impatto mentre, dal punto di vista della stabilità statica o in presenza di sollecitazioni simiche, l'opera deve essere progettata in accordo a quanto previsto della normativa vigente per le opere in terra. Al fine di fornire un contributo alla comprensione del funzionamento all'impatto di questa tipologia di opere paramassi, è stata quindi sviluppata la seguente analisi parametrica mediante un codice ad elementi finiti in campo dinamico ed i cui risultati sono riportati nella presente relazione.

L'analisi è finalizzata a studiare l'influenza dei parametri caratteristici dell'impatto di un blocco sul rilevato: energia cinetica, raggio del blocco (assunto nelle analisi come sferico), velocità e angolazione della traiettoria rispetto al paramento del rilevato, velocità rotazionale del blocco e la sua altezza di impatto rispetto alla base del rilevato rispetto al rischio di superamento per sormonto del blocco che quindi condiziona l'efficacia dell'opera.

3 ANALISI BIBLIOGRAFICA

Nel seguito si riassumono le considerazioni principali che si trovano in letteratura tecnica rispetto al dimensionamento di rilevati in terra naturale quali opere contro la protezione da caduta massi.

In relazione all'altezza di intercettazione questa deve essere determinata in base all'altezza di passaggio del blocco di progetto aumentata di un franco di sicurezza.

Per la prima componente, sia lo standard italiano UNI 11211-4 (2018) che la norma austriaca ONR 24810 (2021) indicano di considerare il percentile al 95% della distribuzione dell'altezza dei blocchi nella sezione d'interesse derivante da un'analisi traiettografica a cui si deve aggiungere un franco di sicurezza.

Il franco di sicurezza ha l'obiettivo di evitare urti in prossimità della cresta del rilevato (dove lo spessore trasversale è minore), che potrebbero causare eccessive deformazioni alla struttura favorendo il suo superamento, come sottolineato da Mölk e Hofmann (2011) e da Breugnot et al. (2015). Inoltre, blocchi con un'elevata energia rotazionale possono rotolare sulla sponda del rilevato in caso di impatto vicino alla parte sommitale e quindi agevolmente sormontarlo per rotolamento (Kister, 2015).

In relazione a quest'ultimo fenomeno è quindi evidente l'opportunità di aumentare il più possibile la pendenza (rispetto all'orizzontale) della parete impattata del rilevato. Calvino et al. (2001) consiglia di adottare una pendenza non inferiore a 65°, mentre le inclinazioni più vicine a 90° sono suggerite da Simmons et al. (2009). Questi valori non sono però compatibili con le geometrie ottenibili da rilevati in terra naturale.

La norma austriaca suggerisce la dimensione del franco di sicurezza in funzione della pendenza del paramento di monte: all'aumentare di quest'ultima diminuisce il franco necessario come indicato nella Tabella 1.

Si osserva, inoltre, che nelle verifiche effettuate in letteratura tecnica l'energia cinetica rotazionale viene spesso trascurata sia perché sulla base di alcune verifiche traiettografiche generalmente questa è inferiore al 10-15% dell'energia totale del blocco (Chau, et al., 2002; Bourrier e Hungr, 2011) sia perché in pochi modelli traiettografici questa viene riportata.

Le simulazioni numeriche eseguite evidenziano invece come la velocità angolare del blocco combinata con l'inclinazione della velocità traslazionale hanno una importante influenza sulla capacità del blocco di sormontare il rilevato per rotolamento.

Tabella 1: Raccomandazioni per il bordo libero minimo da considerare secondo le ONR 24810 (2020).

RIFERIMENTO	MINIMO FRANCO RACCOMANDATO	CONTESTO
Technical Protection against Rockfall – Terms and Definitions, Effects of Actions, Design, Monitoring and Maintenance, (2021) Austria	2D	Rilevato in terra
	D	Rilevato con sponda rivestita di materiale lapideo e inclinazione $\geq 50^\circ$
	1.5D	Rilevato in terra rinforzata con inclinazione della sponda monte $\geq 60^\circ$
	D	Rilevato in terra rinforzata con inclinazione della sponda monte $\geq 70^\circ$

Nel seguito si discutono in maggior dettaglio le due ricerche che si sono maggiormente concentrate sui rilevati in terra non rinforzata quali opera paramassi e che forniscono interessanti indicazioni.

3.1 Normativa ONR 24810 (2021)

La normativa Austriaca ONR 24810 del 2021 (Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance) rappresenta l'unica norma ufficiale attualmente in vigore per la progettazione dei rilevati in terreno non rinforzato nell'ambito del paramassi.

Per quanto riguarda le azioni, la normativa suggerisce come l'altezza e l'energia siano i parametri fondamentali per la progettazione del rilevato. Relativamente alle verifiche da condurre, sono prescritte 3 situazioni progettuali (nella norma siglate "BS"):

1. BS1: le verifiche agli SLU in assenza di impatto;
2. BS2: la verifica della struttura durante le fasi costruttive;
3. BS3: le verifiche agli SLU in presenza di impatto, escludendo l'occorrenza di altri carichi straordinari.

La normativa richiama tutte le casistiche ma nel presente documento si riportano solo le verifiche in presenza d'impatto. L'approccio proposto segue lo schema geometrico di Figura 3.1 e si basa sulle sperimentazioni in scala di rilevati in terra, terra rinforzata e con paramento in blocchi svolti da Michael M \ddot{o} lk e Robert Hofmann (M \ddot{o} lk & Hofmann, 2017).

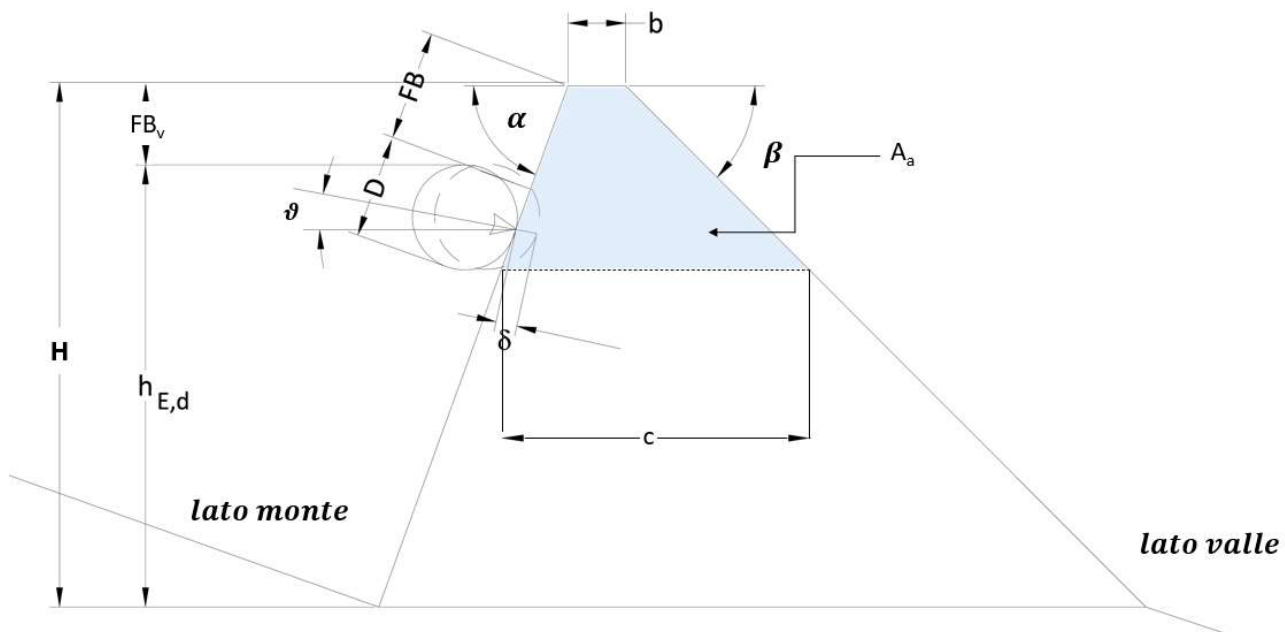


Figura 3.1: Schema delle grandezze geometriche che entrano nella progettazione di un rilevato paramassi secondo le ONR24810. I parametri principali introdotti sono: 1) FB = "free border", ossia un'ulteriore altezza di sicurezza da considerare nella definizione dell'altezza del rilevato, contemplato dal bordo superiore del blocco; 2) α = angolo tra la normale della sponda monte del rilevato e la velocità d'impatto del blocco; 3) $h_{E,d}$ = altezza dal piede del rilevato a limite superiore del blocco di progetto assunto sferico (modificato da Technical Protection against Rockfall – Terms and Definitions, Effects of Actions, Design, Monitoring and Maintenance, 2021).

La Tabella 1 riporta i valori caratteristici e i fattori parziali di sicurezza proposti per la definizione dell'energia di progetto. Il volume del blocco di progetto V_b si ottiene come valore frattile della distribuzione della dimensione del blocco nella zona di distacco. Il frattile, a sua volta, è funzione della frequenza della caduta massi in sito. Ottenuto il volume di progetto, si passa a calcolare la massa caratteristica del blocco che, nel caso delle ONR 24810, coincide con il valore di progetto. Nell'ambito della determinazione dell'energia cinetica di progetto, le norme austriache, al contrario delle UNI 11211-1 (2018), applicano direttamente un coefficiente parziale al 99° percentile della distribuzione dell'energia cinetica $E_{k,99\%}$ derivante dall'analisi traiettografica. Il coefficiente parziale per l'energia E dipende dalla classe di conseguenza: variabile tra CC1, CC2 e CC3 e per il quale si rimanda alla Tabella 1.

La verifica sull'altezza del rilevato prescrive che:

$$H \geq h_{E,d} + FB \sin(\alpha)$$

Eq. 1

Dove:

- H è l'altezza del rilevato;
- α è l'inclinazione del paramento di monte;
- $FB \sin(\alpha)$ esprime la proiezione del bordo di sicurezza richiesto dalla norma sulla verticale (vedasi Figura 3.1). Relativamente a quest'ultimo parametro, al paragrafo 6.3.5.1, la norma prescrive che affinché la situazione progettuale DS3 sia verificata occorre imporre:
 - per rilevati in terra naturale e un paramento di monte con inclinazione massima di 50°: $FB > 2D$, dove D è il diametro del blocco di progetto;
 - per rilevati in terra rinforzata e un paramento di monte con inclinazione massima di 60°: $FB > 1,5D$;
 - per rilevati in terra rinforzata e un paramento di monte con inclinazione massima di 70°: $FB > 1D$.

Tabella 1: Valori caratteristici e fattori parziali di sicurezza indicati nella norma ONR 24810. (Technical Protection against Rockfall – Terms and Definitions, Effects of Actions, Design, Monitoring and Maintenance, 2021)

Parametro	ONR 24810 (2020) (AUSTRIA)							
$m_k = V_d \cdot \gamma$ γ = peso specifico del blocco	Frequenza di accadimento molto alta (≥ 10 eventi/anno)	$V_d = 98^\circ$ percentile						
	Frequenza di accadimento alta (≥ 1 eventi/anno e < 10)	$V_d = 97^\circ$ percentile						
	Frequenza di accadimento bassa (≥ 0.03 eventi/anno e < 1)	$V_d = 96^\circ$ percentile						
	Frequenza di accadimento rara (< 0.03 eventi/anno)	$V_d = 95^\circ$ percentile						
	Classe di conseguenza C1 e < 1 evento/anno	$V_d =$ scelto cautelativamente dal progettista						
γ_m	1							
v_k	Non presente							
γ_v	Non presente							
$E_d = E_{k,99\%} \cdot \gamma_E$	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td style="text-align: center;">Classe di conseguenza: CC1</td> <td style="text-align: center;">$\gamma_E = 1$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Classe di conseguenza: CC2</td> <td style="text-align: center;">$\gamma_E = 1,05$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Classe di conseguenza: CC3</td> <td style="text-align: center;">$\gamma_E = 1,15$</td> </tr> </table>		Classe di conseguenza: CC1	$\gamma_E = 1$	Classe di conseguenza: CC2	$\gamma_E = 1,05$	Classe di conseguenza: CC3	$\gamma_E = 1,15$
Classe di conseguenza: CC1	$\gamma_E = 1$							
Classe di conseguenza: CC2	$\gamma_E = 1,05$							
Classe di conseguenza: CC3	$\gamma_E = 1,15$							

$h_{E,d} = \gamma_h \cdot h_{E,k95^\circ}$	Classe di conseguenza: CC1	$\gamma_h = 1,05$
	Classe di conseguenza: CC2	$\gamma_h = 1,1$
	Classe di conseguenza: CC3	$\gamma_h = 1,3$

Passando alla verifica d'impatto, considerata come un'azione di progetto eccezionale, occorre solo effettuare una verifica agli SLU con un approccio progettuale, in accordo con il Par. 2.1.1 della presente, di tipo pseudo-statico.

La forza equivalente statica è calcolata dall'energia d'impatto, stimando la penetrazione del blocco nella struttura e la durata dell'impatto. Il progetto considera una cosiddetta energia d'impatto adimensionale E^* :

$$E^* = \frac{E_k}{2 * (\rho \cdot g \cdot A_a \cdot D \cdot h_a)} \quad \text{Eq. 2}$$

Dove:

- E_k è l'energia cinetica del blocco;
- ρ, g sono rispettivamente la densità del terreno e l'accelerazione di gravità;
- A_a è definita come l'area in sezione del rilevato delimitata dall'estremità inferiore del blocco fino alla cresta (vedasi Figura 3.1);
- D è il diametro del blocco;
- h_a è definita come l'altezza attiva, ossia l'altezza del rilevato sopra l'estremità inferiore del blocco.

Una volta calcolato il valore di energia equivalente, la penetrazione δ viene valutata per mezzo del grafico progettuale riportato in Figura 3.2 e, tramite questa, la forza statica equivalente come di seguito:

$$F_{max} = \frac{m_k v_k^2}{\delta} \cdot \gamma_E \quad \text{Eq. 3}$$

Questa forza, applicata nella direzione di inclinazione delle traiettorie incidente, viene aggiunta alle azioni gravitazionali per la verifica agli SLU. La norma, nell'annesso F, fornisce indicazione sulla larghezza dell'area disturbata dall'impatto da considerare: una larghezza di 5 - 6 e 8 - 9 volte il diametro del blocco per rilevati non rinforzati con geotessusti e rinforzati, rispettivamente.

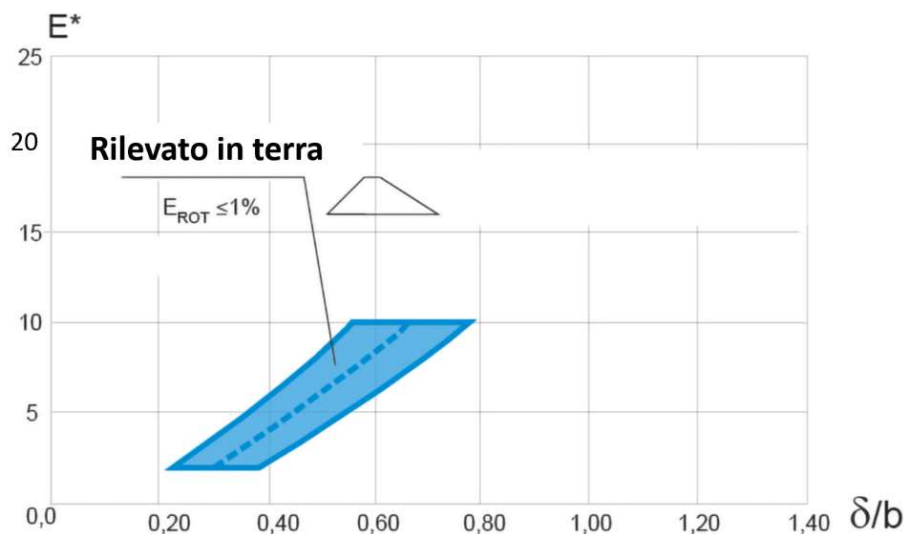


Figura 3.2: Grafico progettuale per i rilevati paramassi in terra non rinforzata (modificato da Technical Protection against Rockfall – Terms and Definitions, Effects of Actions, Design, Monitoring and Maintenance, 2021).

È importante sottolineare che la Figura 3.2 non fornisce una metrica per stabilire se gli spostamenti sono ammissibili rispetto la struttura in analisi, ma solamente una relazione tra energia e spostamento frutto delle sperimentazioni sulle quali si basa la norma.

3.2 Analisi sviluppate da Plassiard e Donzè (2009, 2010)

Il lavoro di Plassiard e Donzè, sintetizzato nelle pubblicazioni del 2009 e del 2010, consiste in una serie di analisi numeriche parametriche mediante codice DEM su rilevati in terra compattata, non rinforzati, approfondendo l'effetto dell'energia d'impatto rotazionale e traslazionale, del diametro e della velocità della sfera equivalente, dell'altezza d'impatto normalizzata rispetto all'altezza del rilevato e dell'angolazione della velocità in accordo allo schema riportato in Figura 3.3.

I parametri geometrici e meccanici del terreno utilizzati da questi autori, mantenuti costanti, nelle simulazioni sono riportati in Tabella 2.

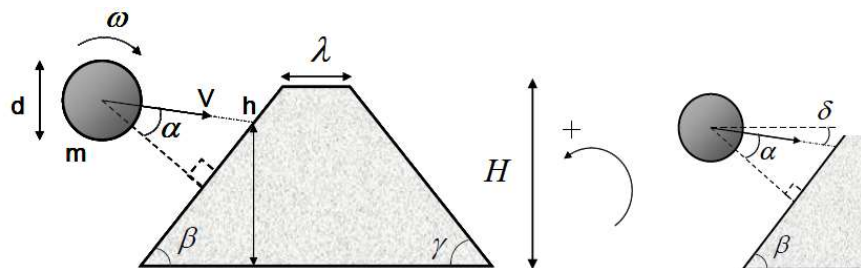


Figura 3.3: (a) I parametri principali del masso e del rilevato, variati durante l'analisi parametrica e (b) la definizione dell'angolo di impatto α in funzione della pendenza β a monte e dell'angolo δ . (Plassiard & Donzè, 2009)

Tabella 2: parametri geometrici e meccanici del terreno mantenuti costanti nelle simulazioni numeriche di Plassiard e Donzè.

PARAMETRI GEOMETRICI	PARAMETRI MECCANICI
$\beta = \gamma = 60^\circ$ inclinazioni dei paramenti di monte e valle	$E_0 = 100MPa$ modulo elastico del terreno
$H = 5m$ altezza del rilevato	$\nu = 0.3$ coefficiente di Poisson
$L = 12m$ larghezza del rilevato	$\varphi = 43^\circ$ angolo di attrito di picco
$\lambda = 2m$ cresta del rilevato	$c = 10kPa$ coesione
	$\psi = 15^\circ$ dilatanza
	$\varphi_{res} = 35^\circ$ angolo di attrito residuo

In una prima parte dello studio del 2009 non è stata imposta una velocità angolare al blocco impattante analizzando l'effetto del diametro del blocco e la sua velocità traslazionale. Le analisi hanno considerato un'energia d'impatto costante pari a circa 2000 kJ al variare di questi due parametri. La Figura 3.4 tratta da questo lavoro evidenzia che mentre il modulo della forza d'impatto non è influenzato significativamente dalla combinazione di parametri considerati la traiettoria del baricentro blocco è invece fortemente influenzata. Per esempio l'ipotesi di un blocco di minor massa ma animato da maggior velocità traslazionale ha una traiettoria post-impatto quasi prossima al paramento che possa rendere possibile il sormonto dell'opera. La conclusione più importante di questa analisi è che l'utilizzo della sola energia cinetica traslazionale nella progettazione non è sufficiente per caratterizzare l'impatto e dimensionare la struttura ma si deve considerare l'insieme del diametro e della velocità di impatto (Plassiard & Donzè, 2009).

Gli stessi autori definendo il coefficiente $\eta = \frac{Ek_{rotazionale}}{Ek_{totale}}$, hanno sviluppato analisi finalizzate a studiare l'influenza della velocità angolare su di un impatto di un blocco con 1,97 m di diametro, velocità traslazionale di 19,1 m/s e impatto del baricentro a 3,33 m dalla base del rilevato (energia cinetica totale di circa 2000kJ).

L'influenza della velocità angolare e quindi dell'energia rotazionale sul comportamento all'impatto è evidenziato in Figura 3.5: per $\eta \leq 0.5$ il blocco non sormonta il rilevato mentre per valori superiori si raggiungono condizioni prossime al sormonto. In conclusione, secondo questi autori, l'energia cinetica

rotazionale è un parametro progettuale fondamentale per rilevati con paramento di monte con inclinazione rispetto all'orizzontale minore di 60° . Gli autori segnalano anche l'influenza della geometria del blocco (blocchi non sferici) senza però suggerire specifiche soluzioni (Plassiard & Donzè, 2009).

La Figura 3.6 mostra l'influenza dell'angolo del vettore velocità d'impatto α rispetto al paramento con energia rotazionale nulla e velocità, raggio del blocco e energia totale costanti. Questi risultati evidenziano che l'effetto di "salto" è favorito all'aumento di α : per valori inferiori a 30° il blocco viene fermato efficacemente dal rilevato mentre se il valore di α supera i 45° il rilevato può essere facilmente sormontato. Questo risultato sottolinea la grande importanza nelle verifiche progettuali del rapporto tra la traiettoria del blocco impattante e la geometria del paramento di monte.

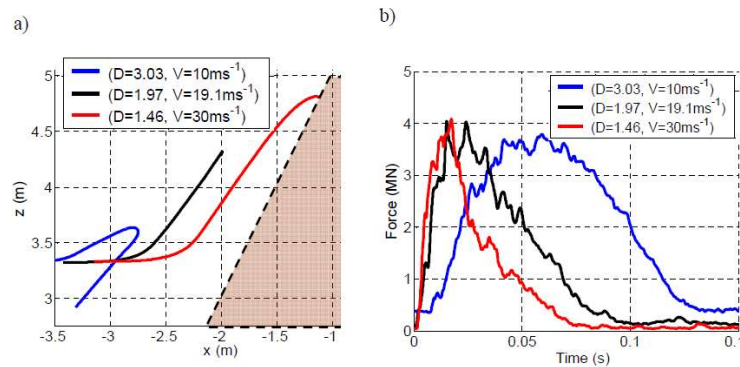


Figura 3.4: Simulazioni di impatto per energie cinetiche traslazionali identiche di circa 2000 kJ al variazione del diametro e della velocità: (a) traiettoria del massa nel piano x-z rispetto alla configurazione del rilevato prima dell'impatto; (b) intensità della forza tra il massa e il terrapieno. (Plassiard & Donzè, 2009)

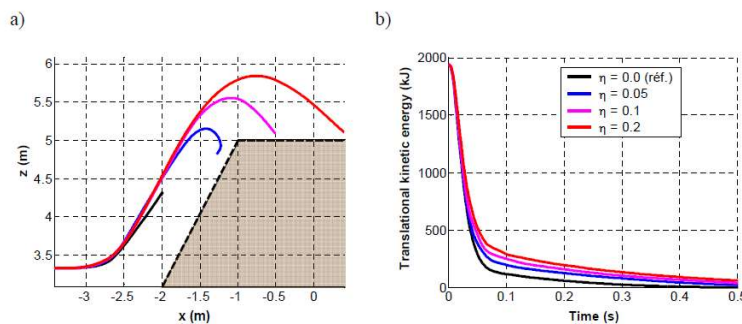


Figura 3.5: Simulazioni d'impatto per diverse energie cinetiche rotazionali: (a) traiettorie del blocco nel piano x-z; (b) dipendenza dal tempo dell'energia cinetica di traslazione. (Plassiard & Donzè, 2009)

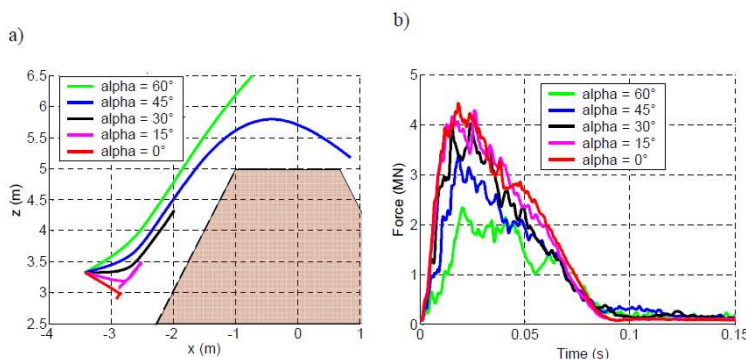


Figura 3.6: Simulazioni di impatto per diversi orientamenti dell'angolo d'impatto α : (a) traiettorie del massa nel piano x-z; (b) intensità della forza trasmessa al rilevato. (Plassiard & Donzè, 2009)

3.3 Analisi sviluppate da Lambert e Kister (2018) per la valutazione della capacità di rilevati esistenti

La ricerca di Lambert e Kister (2018) analizza le sperimentazioni in scala reale dei rilevati paramassi presenti in letteratura, al fine di proporre un metodo per la valutazione della capacità nominale in terra naturale e rinforzata esistente, per i quali non sono disponibili le specifiche progettuali. Il metodo vuole essere in grado di superare le differenze tipologiche strutturali e il punto d'impatto considerato.

In Figura 3.7 è riportato il procedimento concettuale seguito dagli autori basato sulle risultanze sperimentali: in una prima fase viene diagrammata l'energia cinetica del test con la penetrazione massima sulla sponda impattata e, successivamente, si apporta una procedura di normalizzazione al fine di omogenizzare i dati.

La normalizzazione è duplice, ossia l'energia cinetica è divisa per la sezione trasversale del rilevato mentre la penetrazione per la larghezza dello stesso a metà altezza. Per maggior chiarezza, gli autori specificano come il parametro più corretto da utilizzare per individuare la capacità nominale di un rilevato è quello che in letteratura viene definito come IDZ (impact disturbed zone), ossia la zona dove si verifica la maggior parte del disturbo nel rilevato. Non avendo a disposizione un metodo affidabile per la sua quantificazione, gli autori assumono al posto dell'IDZ, l'area della sezione trasversale dell'opera che considerano essere un sufficiente approssimazione del IDZ.

La Figura 5b riporta in formato grafico i dati dei test così elaborati.

In Figura 5b si può osservare come per energia cinetica normalizzata $E_{k,n}$ (Eq. 1) superiore a 250 kJ/m^2 , lo spostamento normalizzato δ_n (Eq. 2) non supera il 25% della larghezza a metà altezza della struttura.

$$E_{k,n} = \frac{E_k}{A} \quad \text{Eq. 4}$$

$$\delta_n = \frac{\delta_{max}}{b(H/2)} \quad \text{Eq. 5}$$

dove:

- E_k è l'energia cinetica del blocco impattante;
- A è l'area della sezione trasversale totale del rilevato, a partire dalla quota della trincea;
- δ_{max} è la penetrazione massima di monte;
- H è l'altezza totale del rilevato;
- $b(H/2)$ è la larghezza del rilevato a metà altezza, gli autori hanno scelto questo valore per mediare il fatto che la maggior parte dei rilevati considerati hanno sezione trapezia.

Dalle precedenti considerazioni deriva il criterio proposto dagli autori, inizialmente rivolto solamente ai rilevati rinforzati e successivamente applicato anche a quelli in terra naturale che propone la seguente diseuguaglianza per appurare se la struttura considerata si trovi sufficientemente lontano dal collasso. Viene pertanto definito il coefficiente E'_{25} come segue:

$$E'_{25} = \frac{E_k}{250 \cdot A} \leq 1 \quad \text{Eq. 6}$$

Nel caso dei rilevati in terra naturale, evidenze sperimentali in piccola scala hanno mostrato come la resistenza di un rilevato rinforzato sia almeno doppia rispetto a uno di medesime caratteristiche geometriche, ma non rinforzato (Brandl e Blovsky, 2004; Kister, 2015). Tale considerazione è stata sostenuta anche da Peila e al. 2007 (Lambert. e al, 2018). Pertanto gli autori hanno proposto di adattare il criterio di Eq.6 con un fattore 0,5 come segue:

$$E'_{25} = \frac{E_k}{250 \cdot A} \leq 0.5 \quad \text{Eq. 7}$$

Successivamente, nel lavoro di Lambert e Kister (2018), viene applicato il metodo proposto a 98 opere esistenti sul territorio svizzero e francese. Si precisa che l'applicazione nasce dall'esigenza delle autorità di conoscere la capacità nominale dei rilevati paramassi presenti sul proprio territorio e per i quali non siano disponibili documenti progettuali. Quindi, come gli stessi autori propongono, il metodo non ha scopo progettuale bensì solo di verifica dell'esistente per stabilire eventuali priorità di interventi di adeguamento delle strutture più datate.

I risultati ottenuti da questi autori sono presentati nella Figura 3.7, la quale evidenzia come rispettivamente il 49% e il 70% dei rilevati rinforzati e non, rispettano il criterio proposto e che quindi possono essere considerati, sulla base di queste formulazioni, "capaci di adempiere al proprio ruolo di difesa".

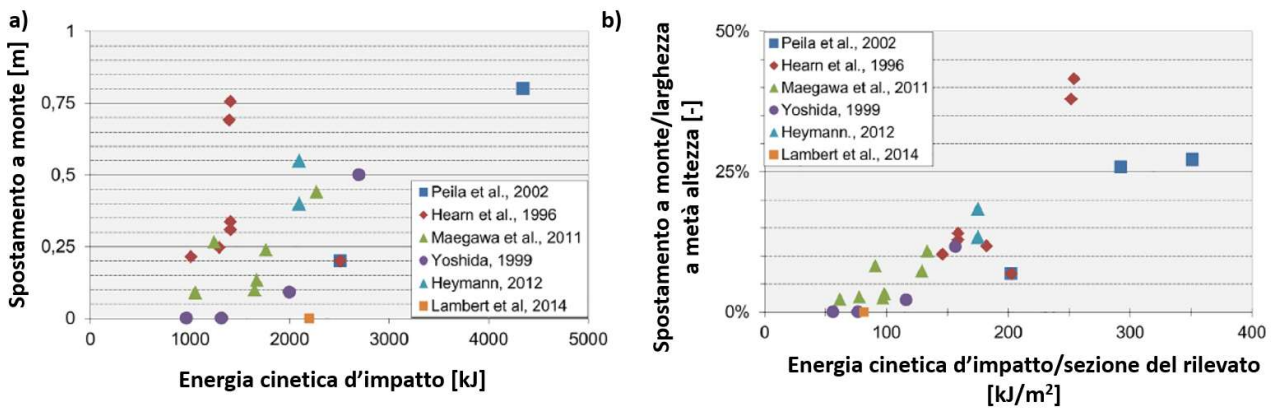


Figura 3.7: a) Risposta all'impatto dei rilevati da prove su scala reale in termini di spostamento della parete di monte in funzione dell'energia cinetica del blocco; b) normalizzazione dei risultati sperimentali. (Modificata da S. Lambert & B. Kister, 2018)

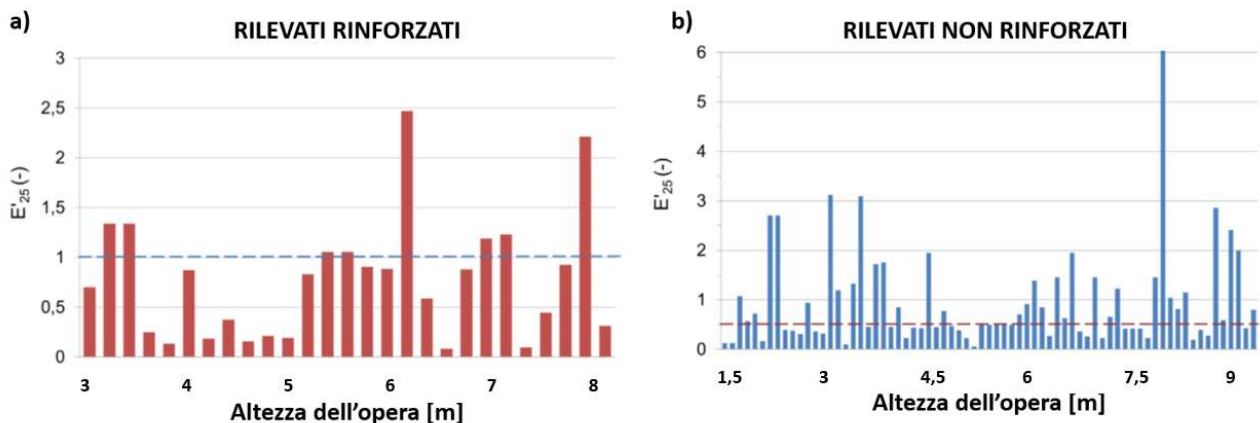


Figura 3.8: Risultati del metodo applicato ai casi applicativi in Francia e Svizzera per i rilevati rinforzati (a) e non rinforzati (b). (Modificata da S. Lambert & B. Kister, 2018)

4 MODELLAZIONI NUMERICHE PARAMETRICHE PER LO STUDIO DEI RILEVATI PARAMASSI IN TERRA NON RINFORZATA

Lo studio riportato in questo capitolo ha l'obiettivo di identificare i campi di funzionamento dei rilevati paramassi non rinforzati per fornire indicazioni utili ai fini progettuali, che rimangono comunque nella responsabilità del progettista.

Una particolare attenzione è stata posta alla verifica al rotolamento o rimbalzo del blocco oltre la struttura.

4.1 Caratteristiche del codice numerico

Le modellazioni presentate sono state sviluppate mediante il codice agli elementi finiti Abaqus/Explicit Cae 2022 con analisi di tipo esplicito.

Lo studio parametrico di questa modellazione ha richiesto la realizzazione di un idoneo script in Python che permettesse la creazione del grande numero di modelli necessari (oltre 1700) in modo automatico.

La modellazione segue un approccio tridimensionale in quanto il problema per sua natura non gode di proprietà di assialsimmetria o deformazione piana, tuttavia, al fine di ridurre l'elevato onere computazionale che il grande numero di simulazioni comporta, si è considerata come realistica ipotesi di risposta strutturale simmetrica rispetto la mezzeria del blocco.

In Figura 4.1 viene riportato a titolo illustrativo uno dei casi modellati.

Per migliorare la qualità della modellazione pur nel rispetto di tempi computazionali ragionevoli la *mesh* è stata resa più fitta, con una dimensione caratteristica di 5 cm solo sui paramenti, al fine di trovare un buon compromesso tra convergenza numerica, tempo computazionale e precisione dei risultati dove di interesse.

Per studiare se l'impatto influisca in modo significativo sulla base d'appoggio del rilevato, è stata inserita una fondazione realizzata con elementi solidi deformabili. Tale parte del modello deve avere una larghezza sufficientemente maggiore della base del rilevato, in modo che ai suoi estremi le tensioni di contatto tra i due siano prossime a zero. Inoltre, sulla base della fondazione, è stato necessario inserire elementi della mesh di tipo "infinito": questi permettono di simulare un semispazio infinito e, quindi, di rimuovere il problema del rimbalzo dell'onda elastica nell'elemento che andrebbe a non rendere stabile i risultati di tensioni sulla faccia di contatto.

Il terreno che costituisce la fondazione è stato modellato con le stesse proprietà meccaniche di quello impiegato nella costruzione del rilevato paramassi. In particolare si tratta di elementi finiti espliciti tridimensionali incompressibili con criterio di Drucker-Prager modificato. A differenza della versione originale, questa permette al materiale di incedere e quindi aumentare la sua rigidità all'aumento dello stato tensionale, in modo da riprodurre il processo di compattazione che il terreno subisce nella zona d'impatto.

Non essendo in possesso di specifici test di caratterizzazione meccanica del materiale e non essendo l'obiettivo di questo studio analizzarne un caso specifico, i parametri meccanici da inserire nel modello sono stati dedotti dalle precedenti pubblicazioni di Peila e al., 2007 e Ronco e al., 2009 (questi vengono riportati in Tabella 3). Al fine di strutturare un legame costitutivo completo che garantisca un'adeguata convergenza numerica, è stata inserita una componentistica di smorzamento viscoso. La legge utilizzata è quella di Rayleigh già implementata nella libreria di Abaqus, che dipende da due parametri adimensionali α e β , il primo proporzionale alla matrice di massa e il secondo alla matrice di rigidità. Essendo il modello di Rayleigh dipendente dalla frequenza e volendo tarare uno smorzamento medio del 5%, si è eseguita una preliminare analisi modale della struttura per definire i due coefficienti; approccio già ampiamente utilizzato in letteratura nel caso di dighe in terra compattata (Gordan e al., 2021; Tsai e al., 2009; zimmero & Ausilio,

2020). L'analisi modale mostra che la frequenza principale della struttura è di circa 8 Hz e le frequenze superiori si distanziano poco da questa. Su questa base α è stato tarato affinché a 8 Hz dia lo smorzamento desiderato mantenendo il valore di β nullo.

Per completare la modellazione è necessario inserire una legge di attrito che governi i contatti tra le superfici: in particolare si tratta della superficie della sfera quando urta la sponda del rilevato e la base dello stesso che appoggia sulla fondazione. Si è optato per la tipologia “*general contact*” di Abaqus con legge frizionale di tipo tangenziale: per quanto riguarda la prima scelta questa è legata all’algoritmo risolutore mentre la seconda consiste nell’assegnazione di un classico modello di attrito in cui la forza tangenziale che si sviluppa all’interfaccia è proporzionale ad un coefficiente di attrito costante e allo sforzo normale. Anche in questo caso, non disponendo di prove di caratterizzazione per la taratura del coefficiente, si è adottato un valore dedotto da precedenti studi (Peila e al., 2007; Ronco e al., 2009).

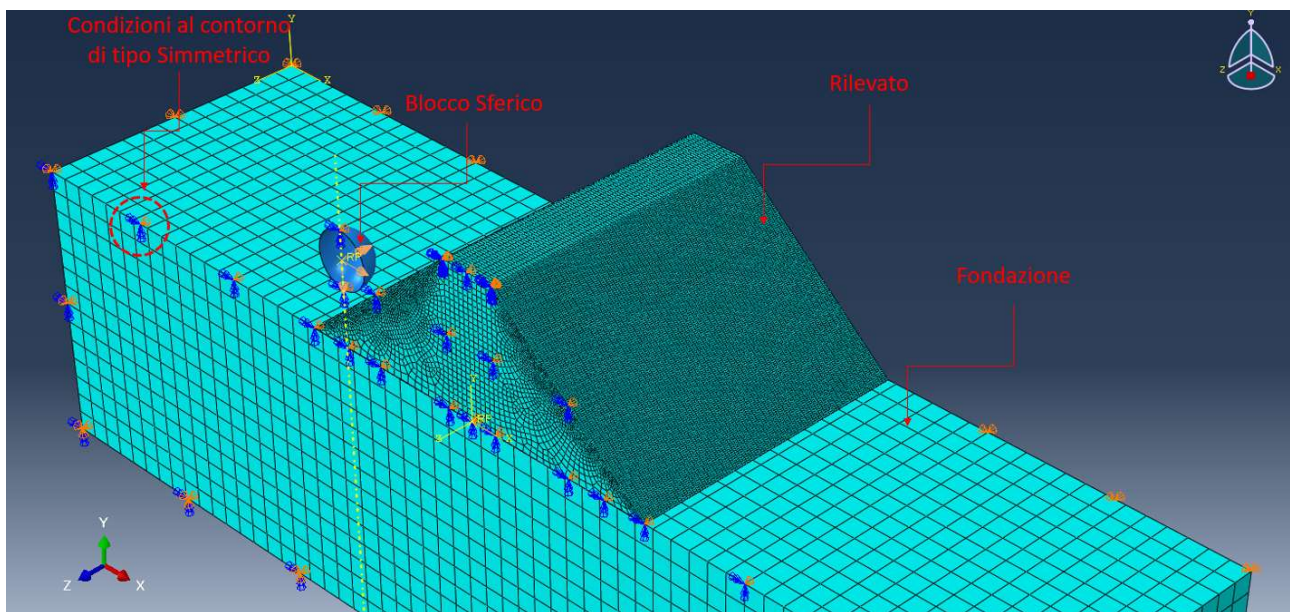


Figura 4.1: Schema geometrico delle modellazioni simmetrica rispetto la mezzeria del blocco.

Tabella 3: parametri meccanici inseriti nel legame costitutivo del materiale

Parametri meccanici del terreno compattato		
Elasticità lineare	Modulo elastico	200 MPa
	Coefficiente di Poisson	0.25
Drucker-Pragher modificato	Angolo di attrito alla M&C	34°
	Flow stress ratio	0.78
	Angolo di dilatanza	0°
Drucker-Pragher incrudimento	Tipologia di meccanismo	Compressione
	Tensione di snervamento	540 kPa
Damping alla Rayleigh	α	1.1
	β	0
Legge attrito	Coefficiente attrito	0.7

4.2 Analisi parametrica

Per una panoramica più ampia possibile sui casi che possono verificarsi in sede progettazione è stata sviluppata un'analisi parametrica che comprende grandezze geometriche del rilevato e della sfera, unita a variazioni dei parametri cinematici di quest'ultima.

Lo schema adottato è riportato in Figura 4.2, nella quale i parametri quotati in colore blu sono quelli oggetto dell'analisi variazionale. In particolare in Tabella 4 si riportano i dati numerici che hanno dato origine ad un totale di oltre 1700 combinazioni.

Per quanto riguarda l'altezza d'impatto, parametro fondamentale per la progettazione del rilevato, si sono apportate due possibili ipotesi: impatto a mezz'aria del rilevato e impatto a una distanza dalla base pari a $H - 5R$. Quest'ultimo valore deriva da quanto proposto nella norma ONR, ossia il valore consigliato per la progettazione dei rilevati in terra sciolta e che non rientrano nelle categorie con parametri aventi inclinazione rispetto l'orizzontale maggiore di 60° . Tuttavia, mentre per l'impatto a metà altezza il caso è sempre realizzabile, non è così per la seconda opzione conforme alla norma ONR. Si pensi al caso del rilevato alto 5 m e raggio del blocco pari a 1,5 m: $5R$ supera l'altezza quindi occorrerebbe impostare l'impatto sotto la fondazione. In questi casi l'analisi prevede una traiettoria del blocco radente la fondazione.

Per tutti gli altri valori riportati in Tabella 4, invece, rientrano in campi di variabilità usuali nella pratica progettuale nell'ambito della caduta massi.

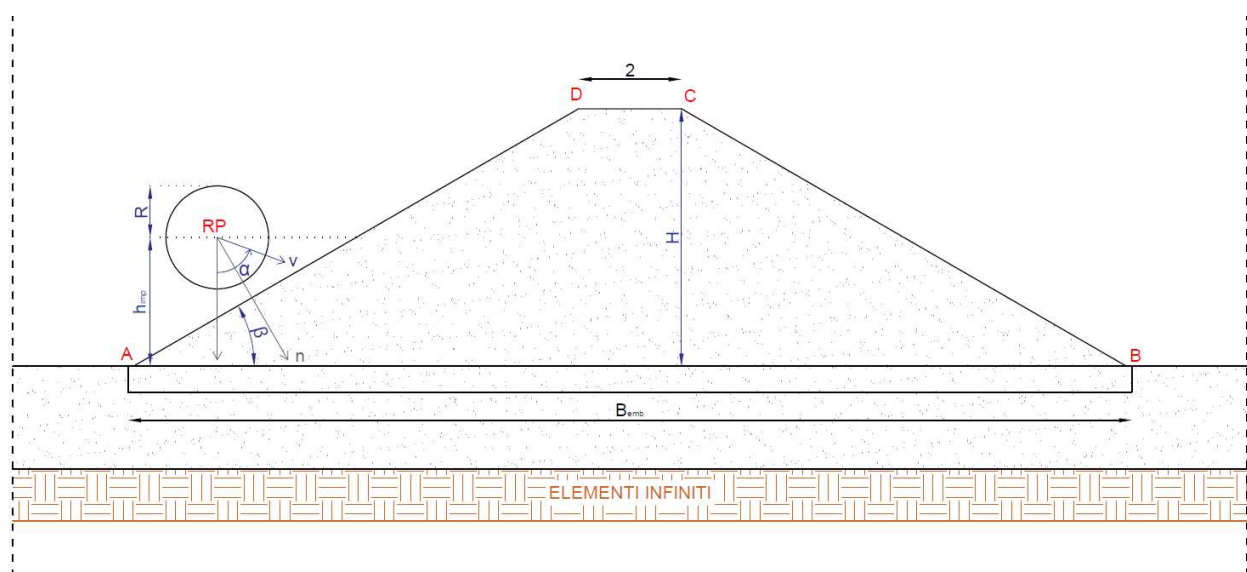


Figura 4.2: Schema geometrico per l'analisi parametrica.

L'obiettivo di ogni modellazione è quello di ottenere i seguenti parametri e elaborarli su pratici grafici comparativi:

- componenti cinematiche del blocco in modo da poter verificare se supera o meno la struttura;
- componenti di spostamento per la sponda di valle e di monte in modo da poter studiare le deformazioni che l'opera ha subito;
- sollecitazioni che l'impatto crea alla fondazione del rilevato.

Per maggior chiarezza si riportano in Figura 4.3 lo schema dei sei rilevati ottenuti dalla combinazione di β e H realizzati con le rispettive diciture che saranno riprese in sede di discussione dei risultati.

Tabella 4: Schema dell'analisi parametrica.

Parametro	Numero di combinazioni	Valori
Raggio del blocco R	4	- 0.25 m - 0.50 m - 1.00 m - 1.50 m
Altezza d'impatto misurato dalla base del rilevato al baricentro della sfera h_{imp}	2	- $H/2$ - $H - 5R$
Angolo delle sponde del rilevato (considerate simmetriche) β	2	- 30° - 40°
Altezza del rilevato H	3	- 3.00 m - 4.00 m - 5.00 m
Modulo del vettore velocità d'impatto v	3	- 10 m/s - 20 m/s - 30 m/s
Angolo del vettore velocità, misurato in senso antiorario dalla direzione verticale verso il basso α	4	- β - $90^\circ - \beta/2$ - 90° - $90^\circ + \beta/2$
Velocità angolare del blocco ω	3	- 0 rad/s - 10 rad/s - 20 rad/s

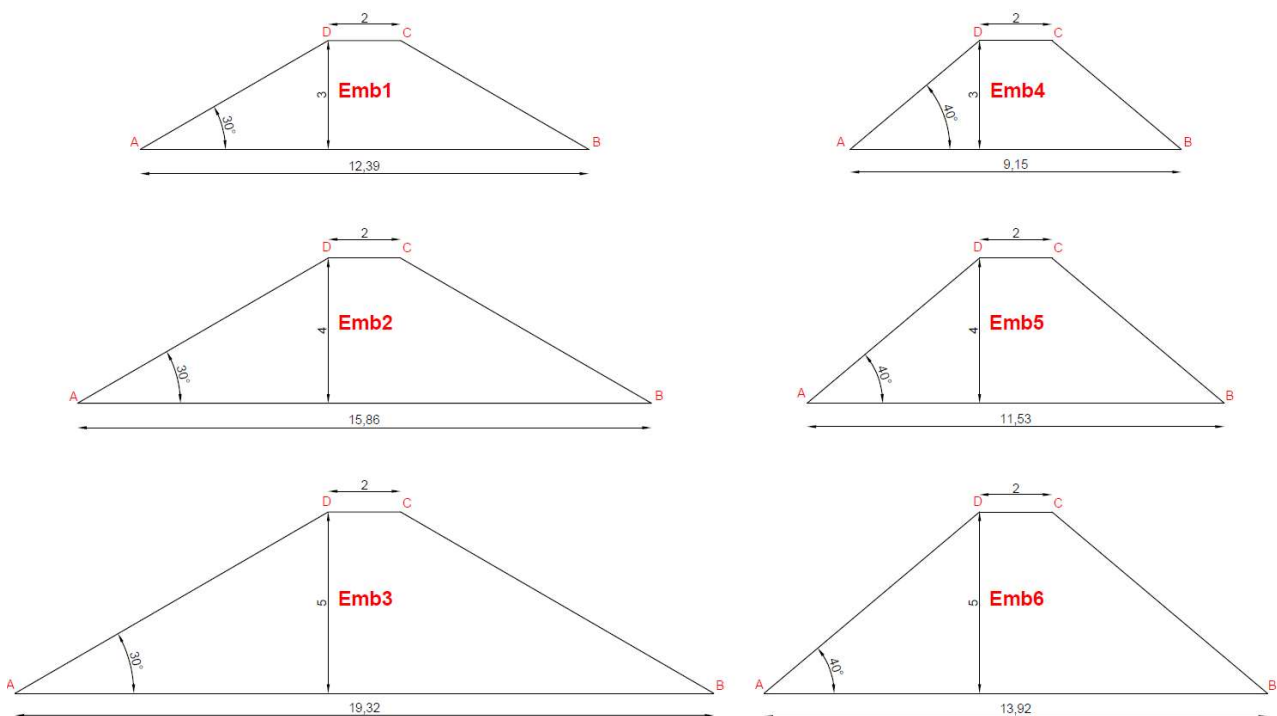


Figura 4.3: Schema dei 6 rilevati utilizzati nelle analisi parametriche.

5 OUTPUT DELLE ANALISI PARAMETRICHE

Tutte le analisi hanno mostrato chiaramente come il comportamento resistente dei rilevati sia lo stesso a prescindere dall'energia impattante e dagli altri parametri oggetto di variazione: l'opera reagisce creando una zona in prossimità dell'impattato fortemente plasticizzata, con profondità massima pari a circa il raggio della sfera e estensione laterale pari a circa le dimensioni della stessa. La restante parte del rilevato, invece, rimane in campo elastico e in essa transita l'onda nata al momento dell'urto, tuttavia in nessuno dei casi analizzati questa ha creato spostamenti significativi sulla sponda di valle. La Figura 5.1 mostra un esempio di quanto descritto. Questo risultato è probabilmente condizionato dalle dimensioni scelte per le simulazioni che sono decisamente rilevanti.

Un aspetto non trascurabile della propagazione dell'onda è la sua influenza sul piano di posa del rilevato, si realizzeranno dei grafici per fornire un ordine di grandezza di quanto sia l'incremento di sforzo normale e tangenziale in questa zona.

Si vuole sottolineare che i modelli implementati non evidenziano agevolmente le condizioni di un collasso totale per le caratteristiche del modello adottato, tuttavia, in nessuno dei casi simulati si sono verificate cavità che fossero non accettabili rispetto le dimensioni della struttura.

La maggiore criticità osservata in relazione al fallimento quale opera di contenimento dei blocchi è il sormonto per effetto del rimbalzo e del rotolamento del blocco sul paramento di monte della struttura.

Nell'ambito del presente studio sono stati prodotti abachi che descrivono in quali configurazioni geometriche dell'impatto si è osservato tale problematica.

Le simulazioni sono state inquadrare con riferimento alla norma austriaca ONR e, anche, nell'ambito del metodo proposto da Lambert e Kister (2018).

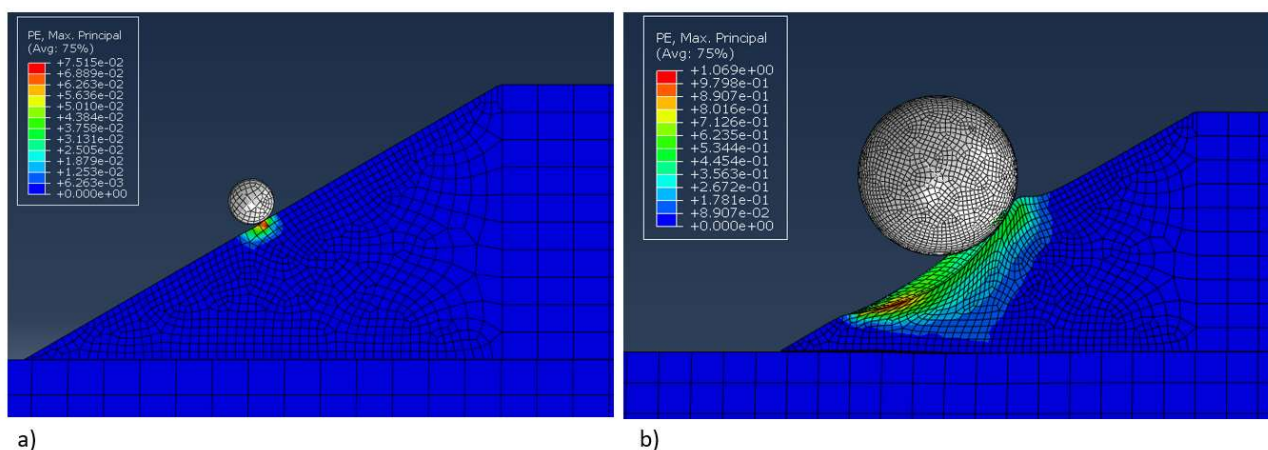


Figura 5.1: Rappresentazione delle zone plasticizzate per due casi estremi sul rilevato Emb5: a) $R=0.25$ m; b) $R=1.50$ m.

5.1 Relazione spostamenti e energia cinetica

Sono stati relazionati i valori di massima penetrazione sulla sponda di monte δ in funzione dell'energia cinetica E_k , del raggio del blocco impattante R e della sua velocità angolare ω .

Confrontando i risultati ottenuti per rilevati della stessa altezza ma differente valore di pendenza spondale, quindi tra Emb1 e Emb5, tra Emb2 e Emb4, tra Emb3 e Emb6, si osserva come tendenzialmente la costruzione più acclive, nonostante abbia una volumetria di materiale minore manifesta penetrazione inferiore.

Dai grafici di Figura 5.7, Figura 5.3, Figura 5.5, Figura 5.7 e Figura 5.9 si osserva che, all'aumentare della velocità angolare i valori di penetrazione decrescono: quindi, a parità di energia, il caso di impatto puramente traslazionale tende a fornire la massima penetrazione. Questo fenomeno può essere interpretato considerando che la presenza di una velocità angolare tende ad aumentare la propensione al sormonto del blocco oltre il rilevato: cioè non tutta l'energia posseduta dal blocco viene dissipata nel creare un'orma sul paramento di monte.

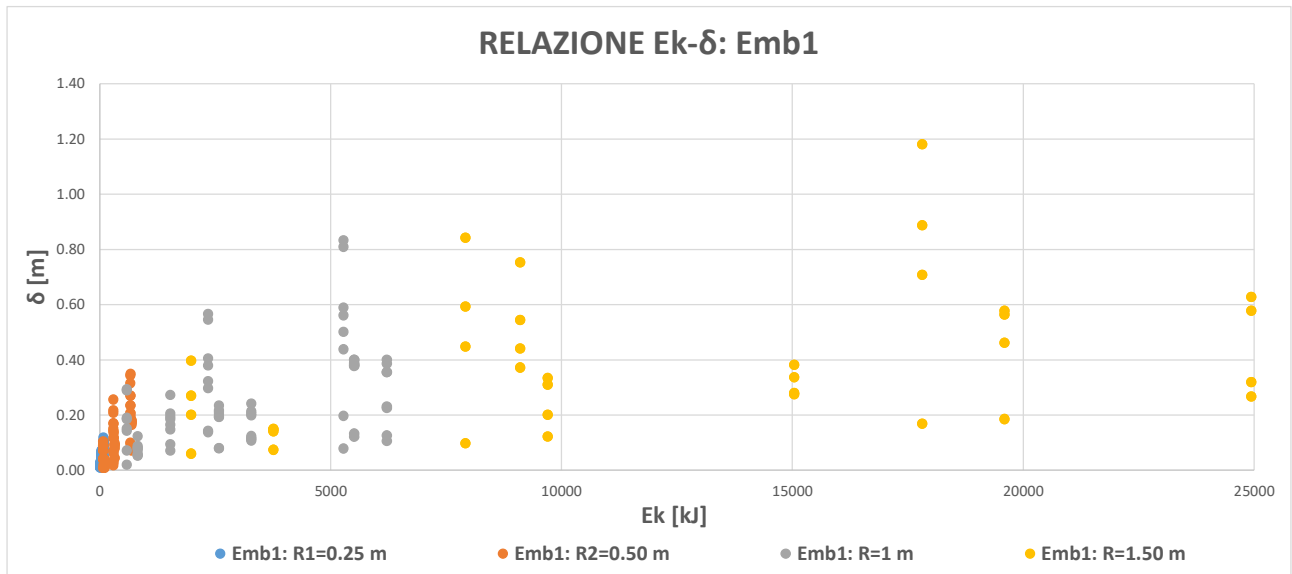


Figura 5.2: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb1 al variare del raggio impattante.

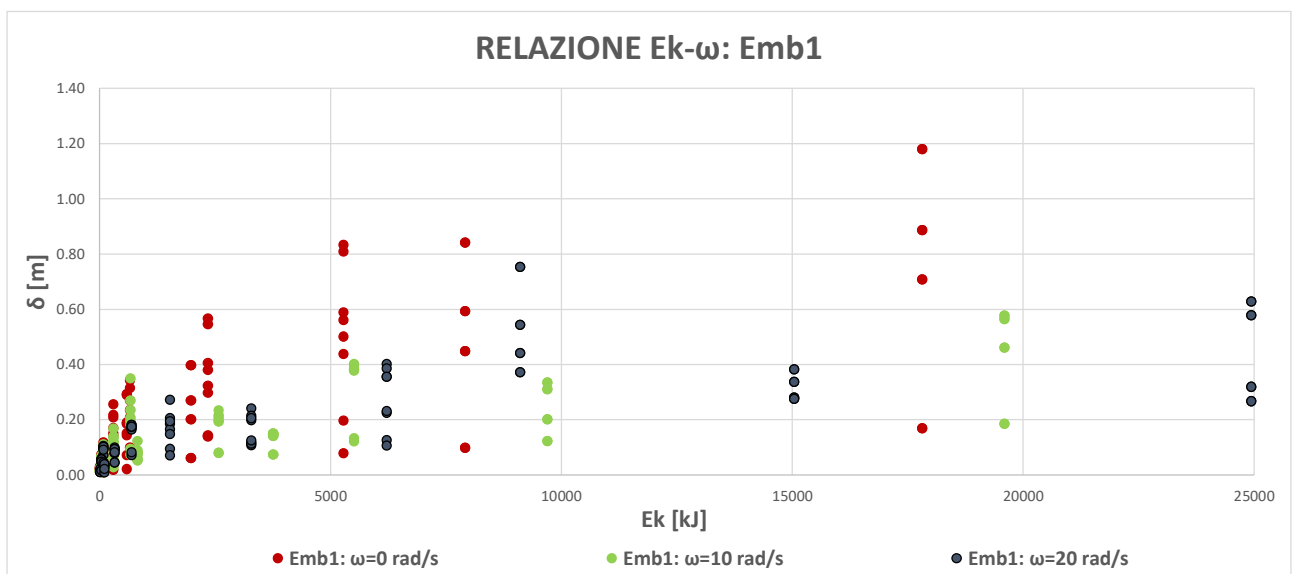


Figura 5.3: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb1 al variare della velocità angolare del blocco ω .

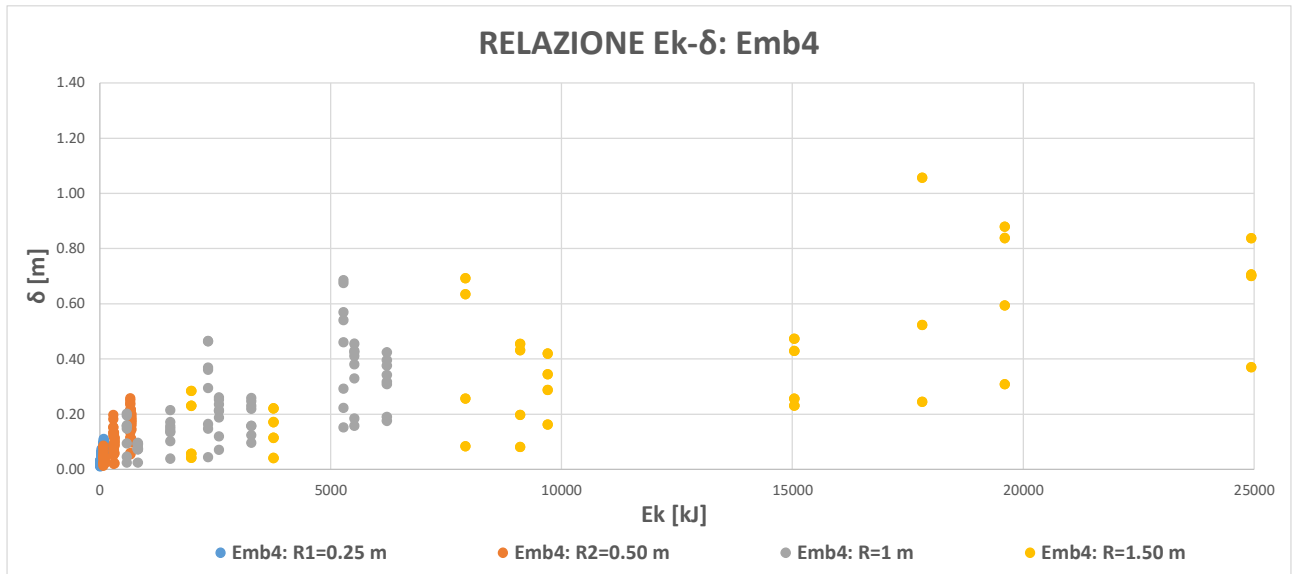


Figura 5.4: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb4 al variare del raggio impattante.

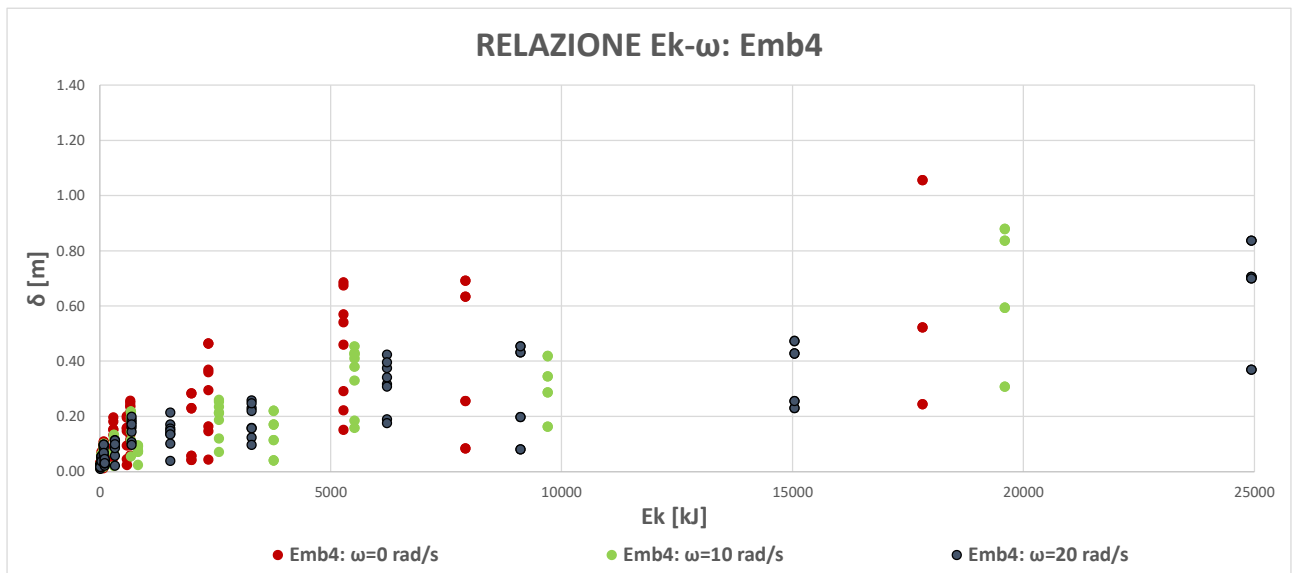


Figura 5.5: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb4 al variare della velocità angolare del blocco ω .

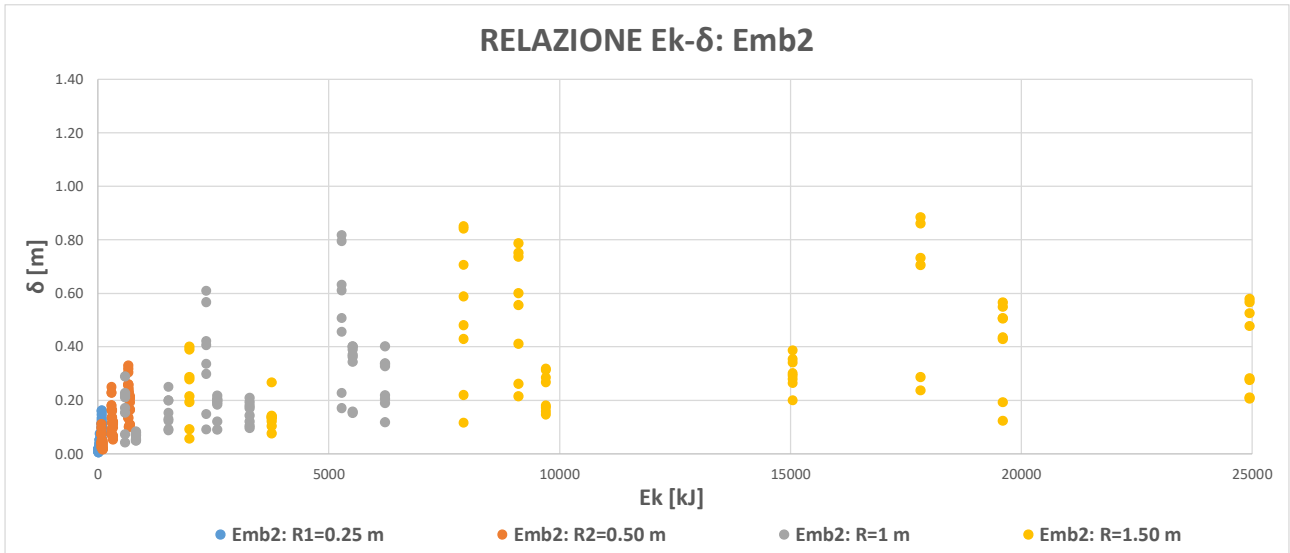


Figura 5.6: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb2 al variare del raggio impattante.

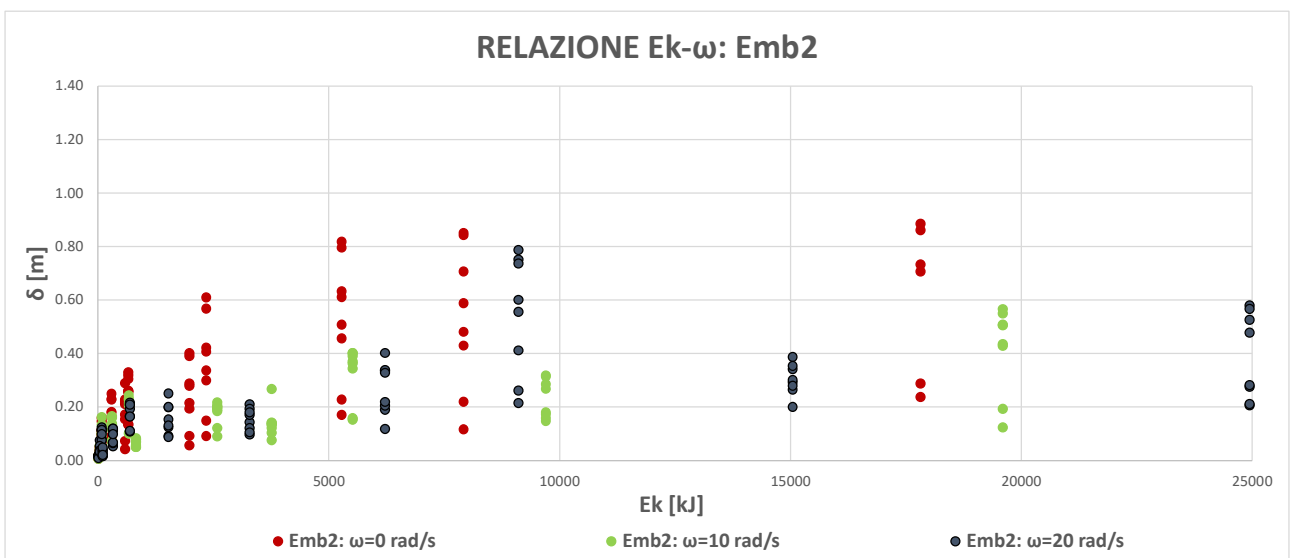


Figura 5.7: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb2 al variare della velocità angolare del blocco ω .

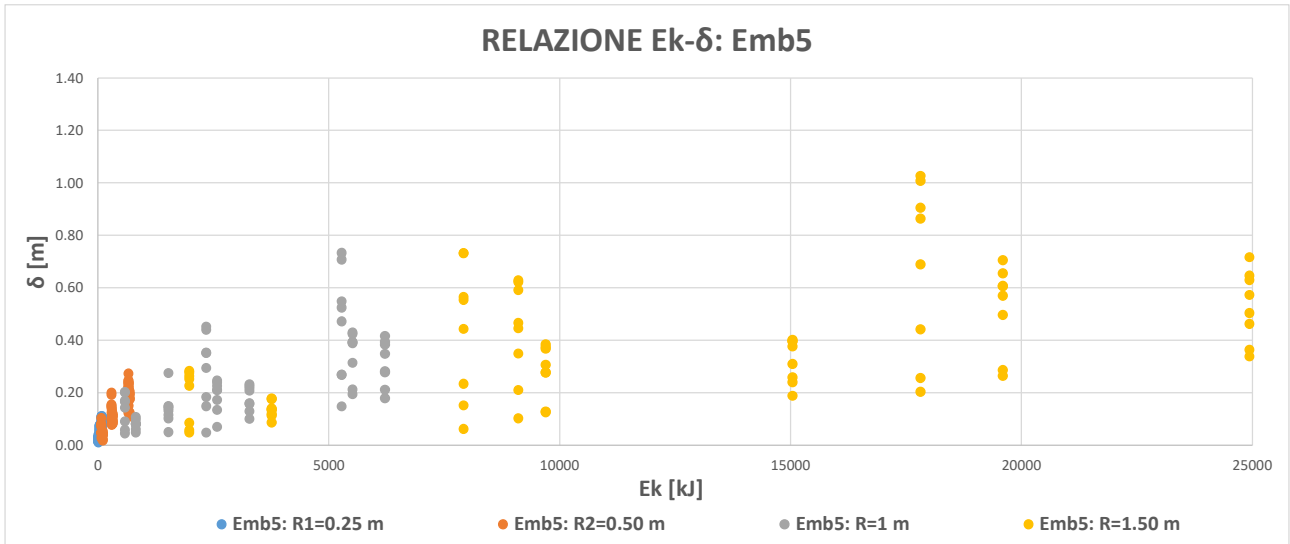


Figura 5.8: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb5 al variare del raggio impattante.

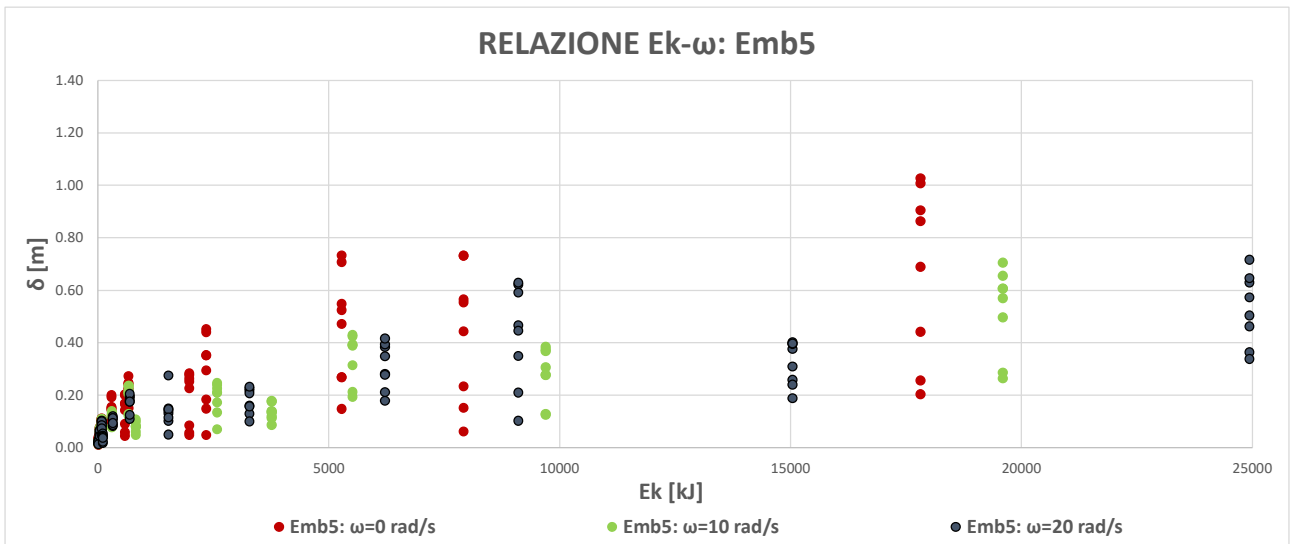


Figura 5.9: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb2 al variare della velocità angolare del blocco ω .

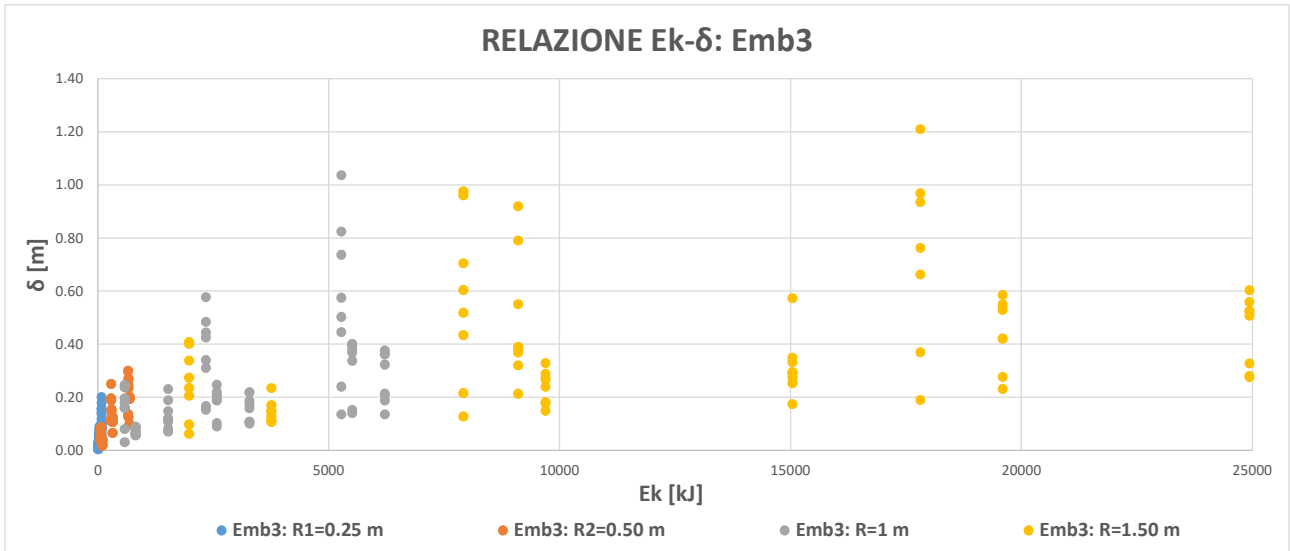


Figura 5.10: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb3 al variare del raggio impattante.

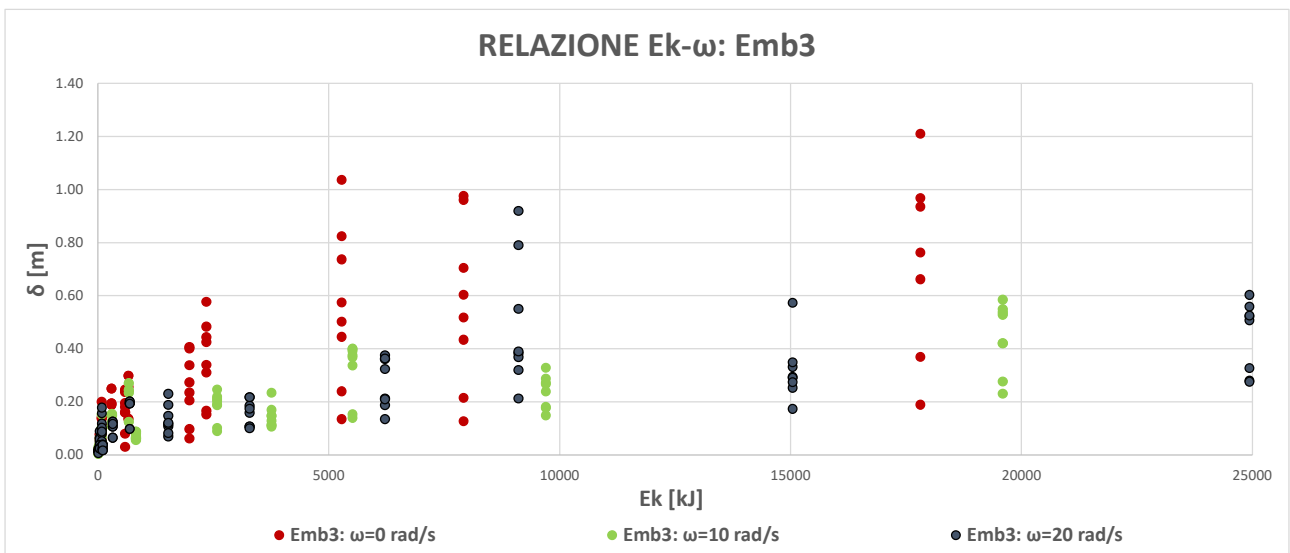


Figura 5.11: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb3 al variare della velocità angolare del blocco ω .

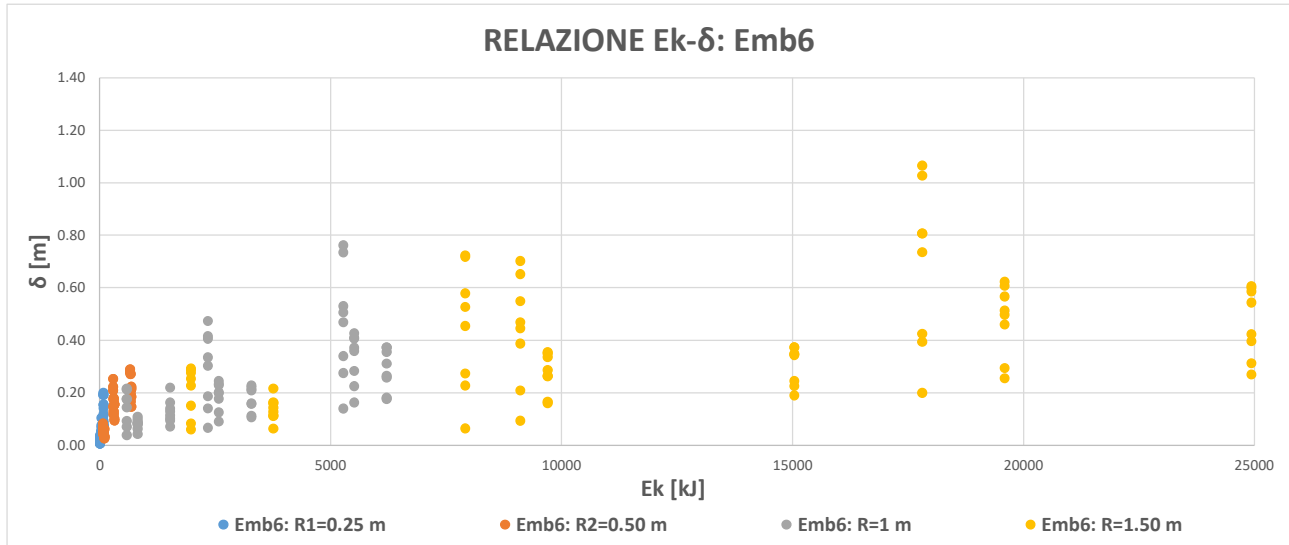


Figura 5.12: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb6 al variare del raggio impattante.

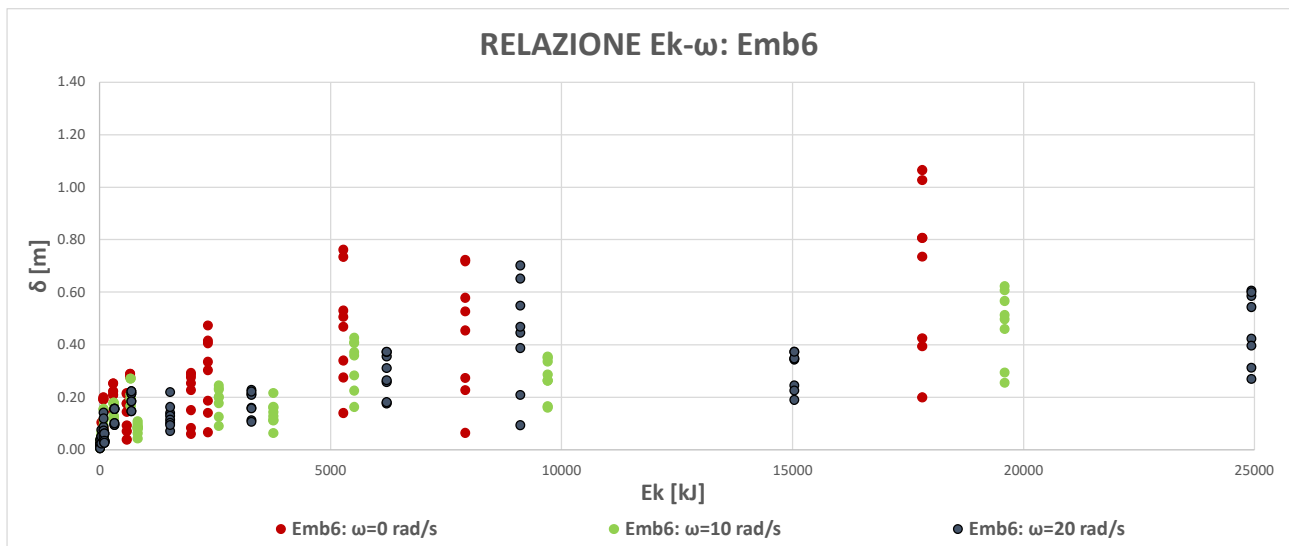


Figura 5.13: Relazione energia cinetica E_k e massimo valore di penetrazione sulla sponda di monte δ per il rilevato Emb6 al variare della velocità angolare del blocco ω .

5.2 Valutazione al superamento del blocco oltre il rilevato

Per identificare se il blocco al termine della simulazione abbia superato il rilevato o sia stato fermato si è deciso di analizzare la traiettoria del baricentro del blocco.

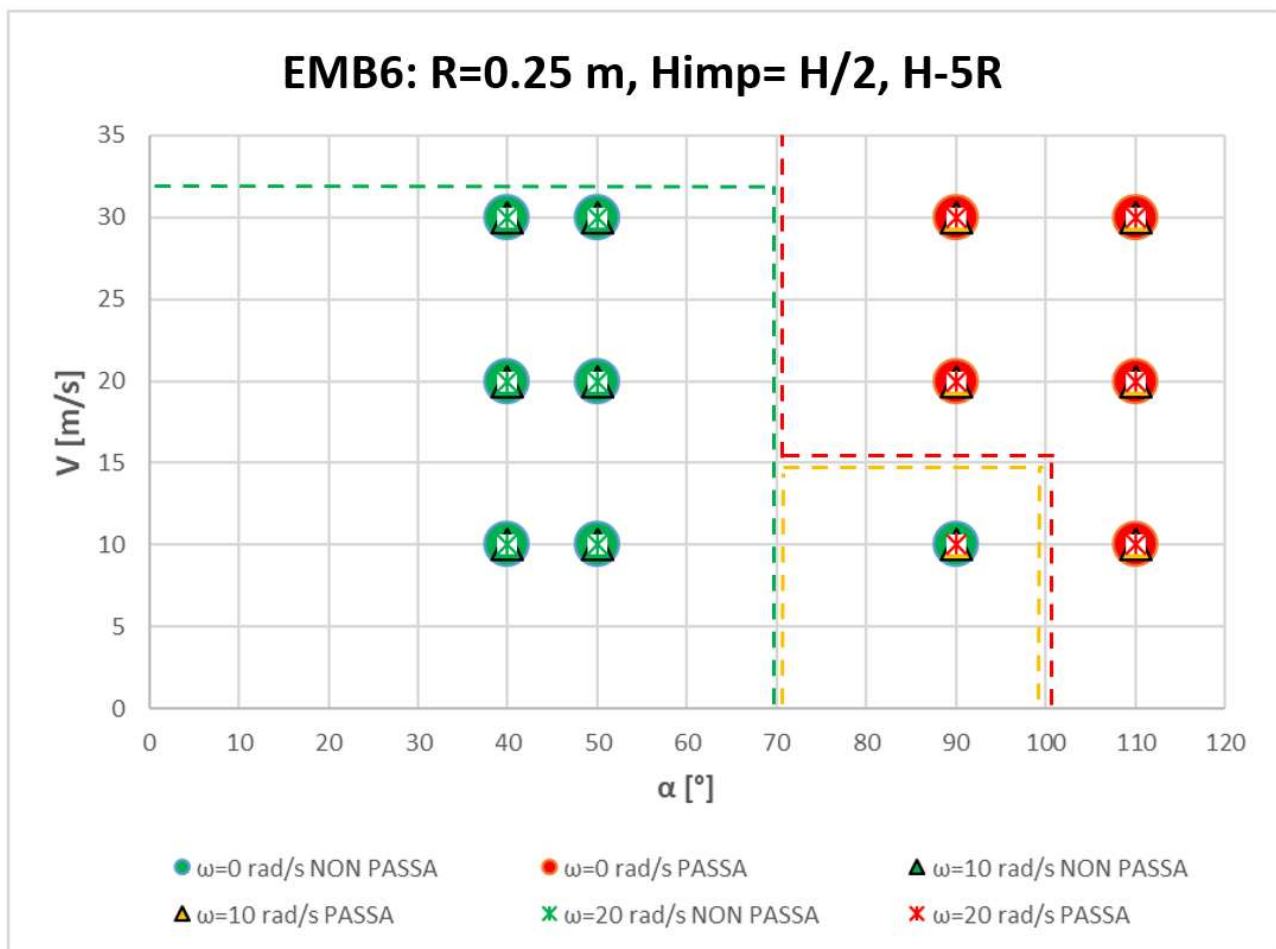
Il criterio di superamento viene definito quando il baricentro superi il vertice di monte della cresta del rilevato stesso.

Dall'analisi dei dati si è appurato come i fattori che influenzano questa verifica siano molteplici: energia d'impatto, raggio del blocco, velocità del blocco con la sua traiettoria, velocità angolare e altezza d'impatto. Tuttavia quest'ultimo influenza in maniera non preponderante la verifica del sormonto quindi i grafici forniti sono validi per ambedue le altezze d'impatto considerate in questa serie di analisi parametriche. Si è osservato nei blocchi per i quali si è stati obbligati a imporre una traiettoria radente il piano di posa (per raggi grandi e altezze delle strutture basse non è possibile rispettare la prescrizione ONR sull'altezza d'impatto), il piano

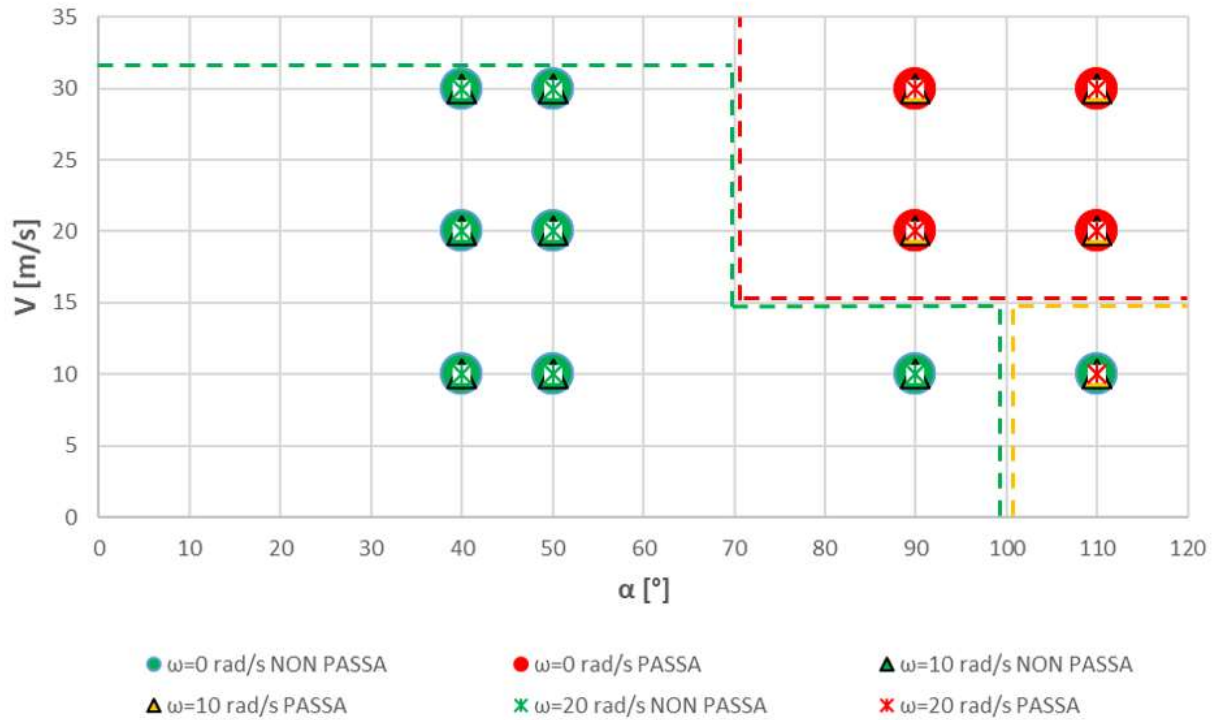
d'appoggio, subito dopo il primo impatto, tende a fornire al blocco una traiettoria piuttosto verticale e quindi a facilitarne il sormonto. Questo porta a confermare la prescrizione delle ONR: occorre dimensionare il rilevato in terra sciolta affinché l'altezza d'impatto sia pari ad almeno $H - 5R$.

Quindi si forniscono quattro grafici per ognuno delle sei geometrie dei rilevati aventi schema semaforico, in cui si distingue fra:

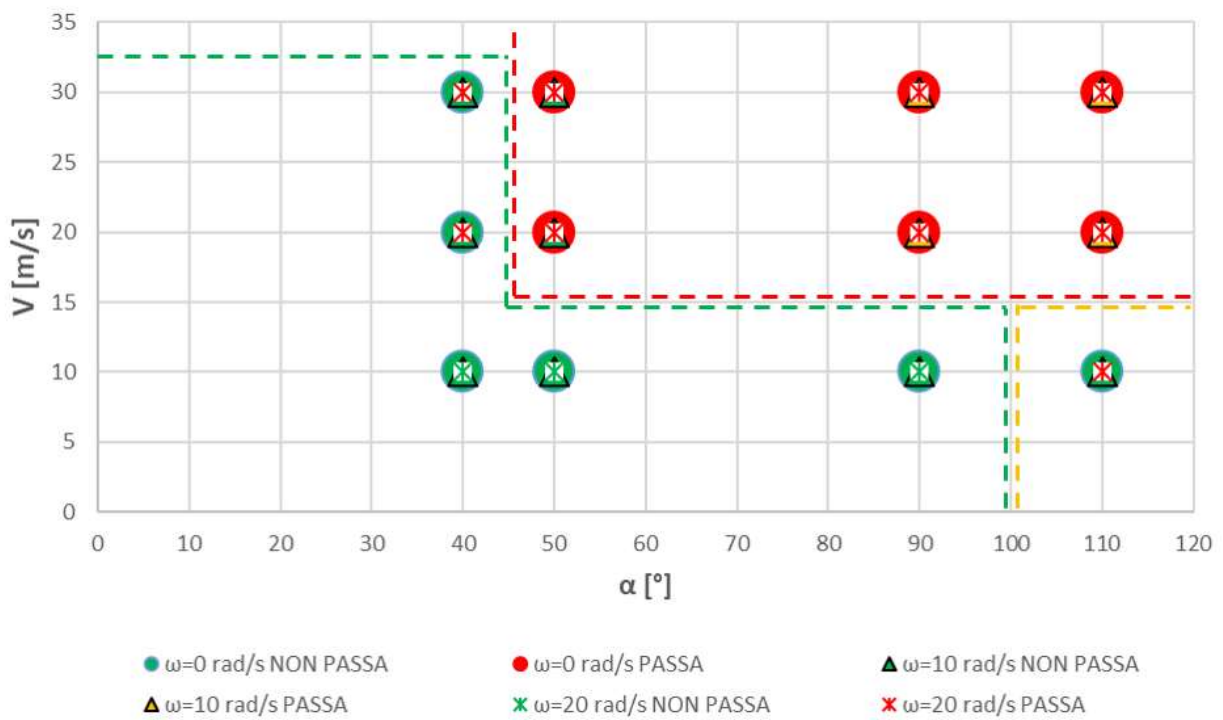
- **dominio verde** il blocco viene efficacemente fermato dal rilevato;
- **dominio arancione** il blocco non viene fermato con un grado di sicurezza accettabile dal rilevato: in questo campo si sono ottenute combinazioni nelle quali il blocco è stato fermato e altre in cui no, ciò significa che non si è in grado di definire con certezza come tali combinazioni di angoli e velocità d'impatto si comportano nei confronti della verifica in questione;
- **dominio rosso** il blocco non viene fermato dal rilevato.



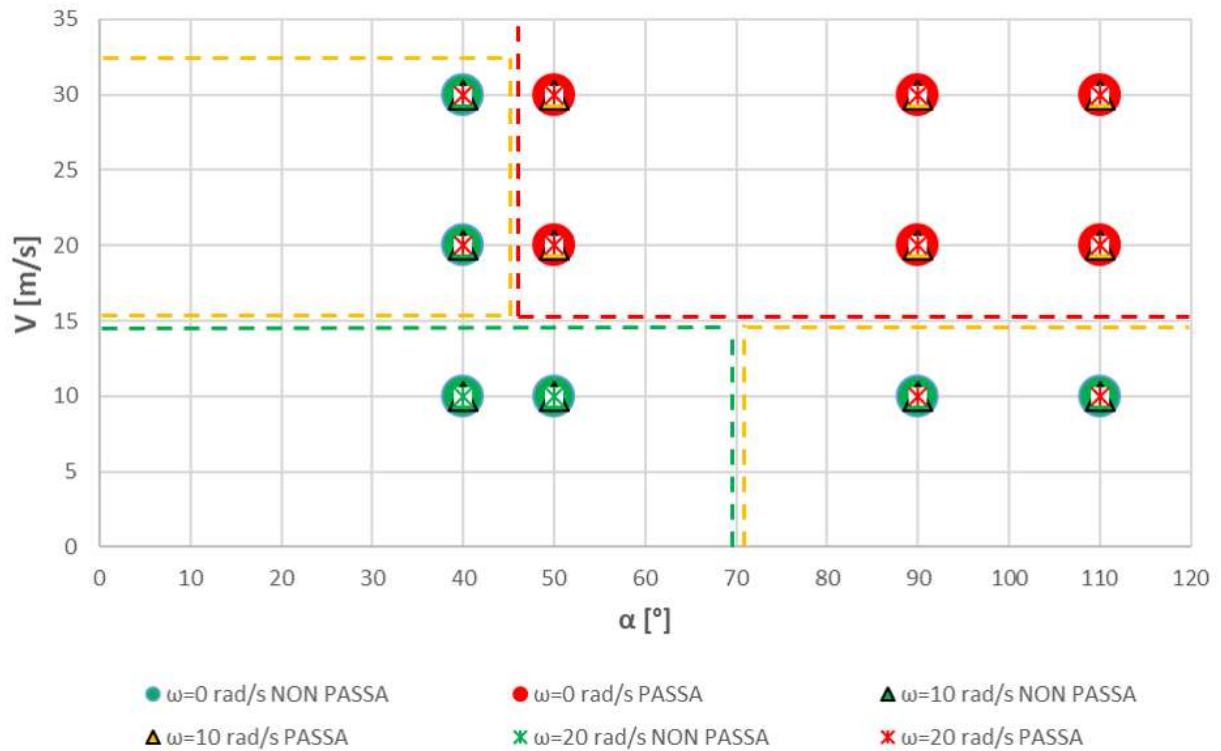
EMB6: R=0.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



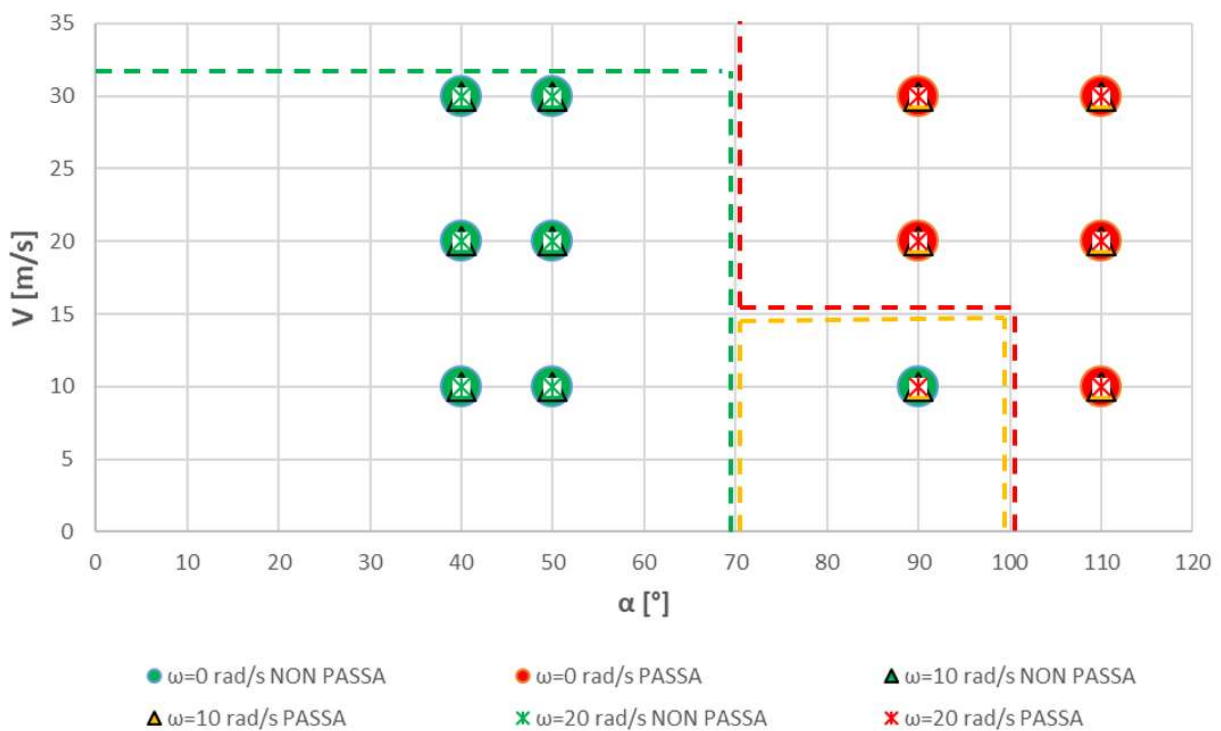
EMB6: R=1 m, H_{imp}= H/2, H-5R



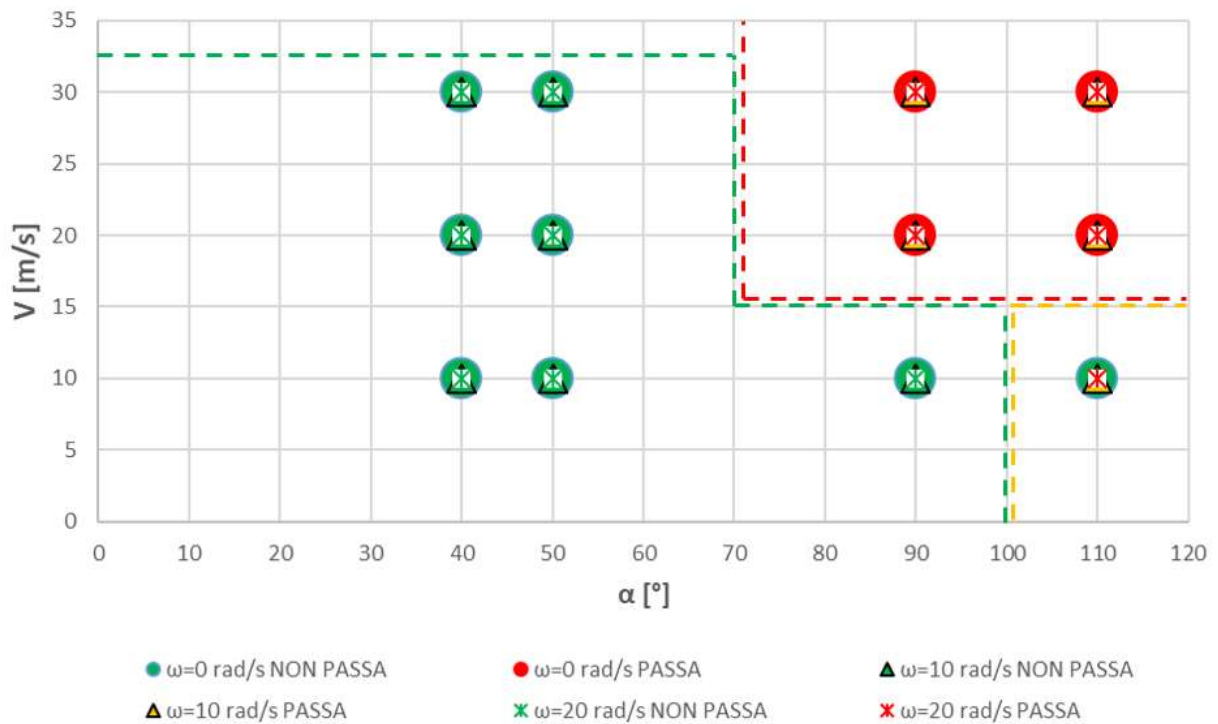
EMB6: R=1.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



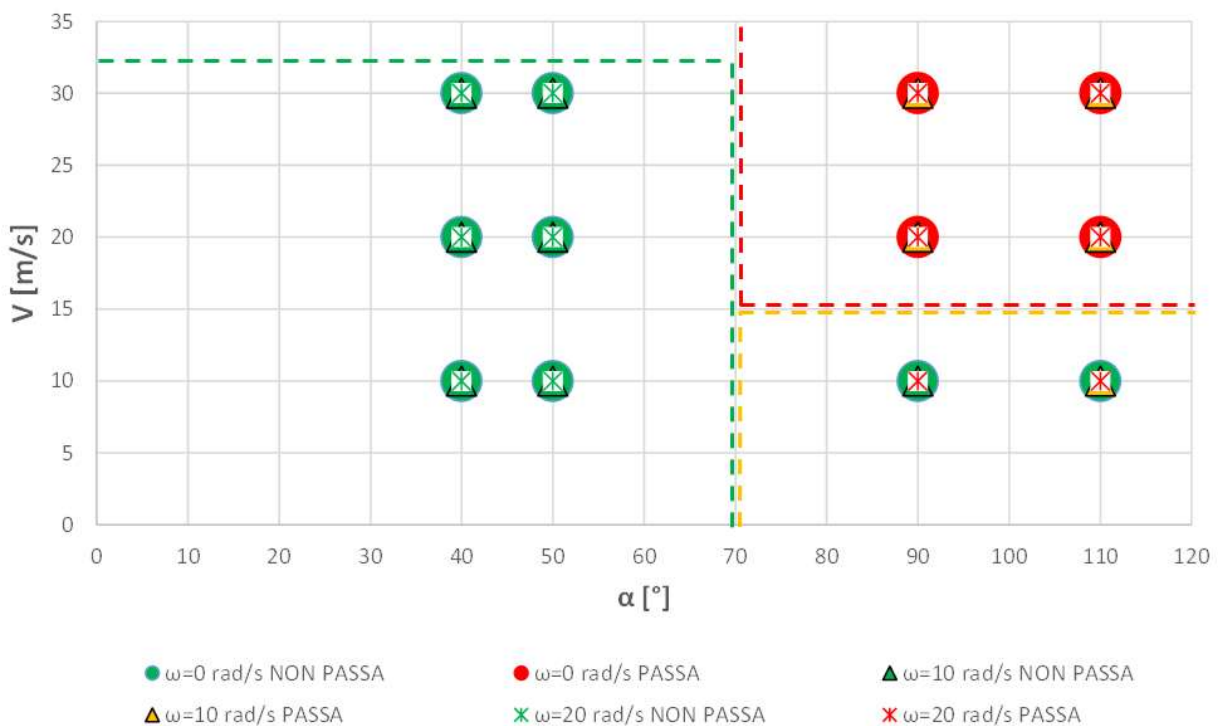
EMB5: R=0.25 m, H_{imp}= H/2, H-5R



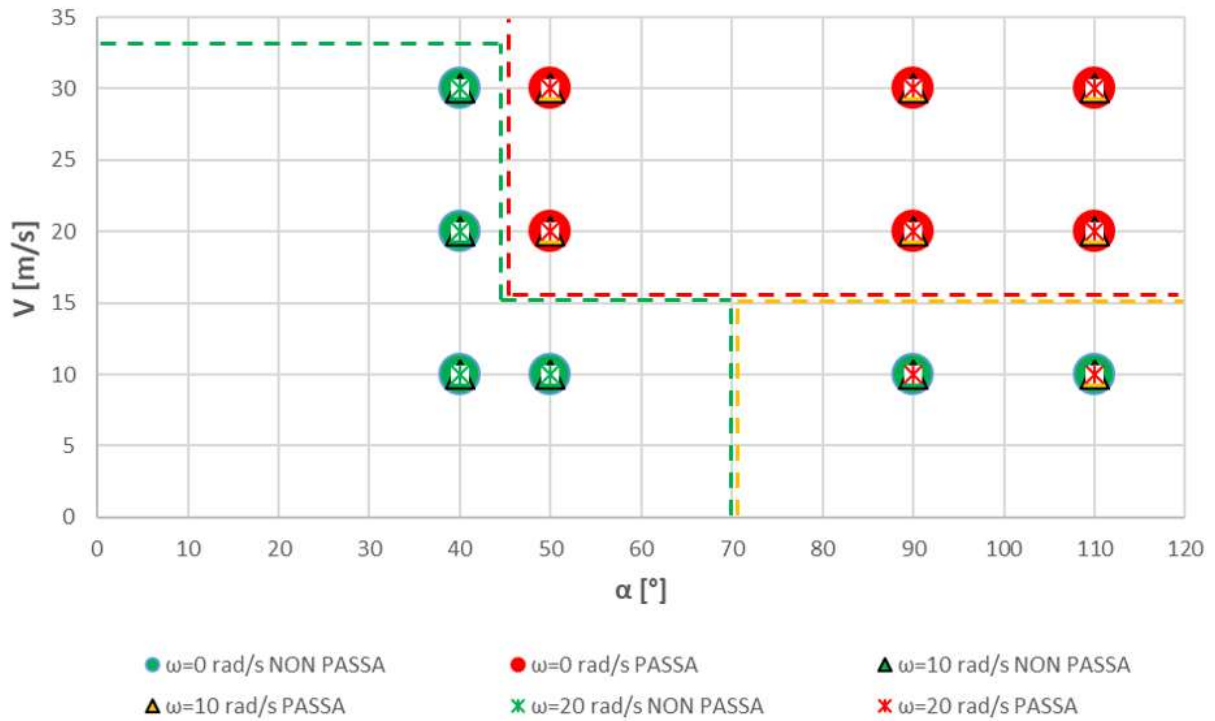
EMB5: R=0.50 m, H_{imp}= H/2, H-5R



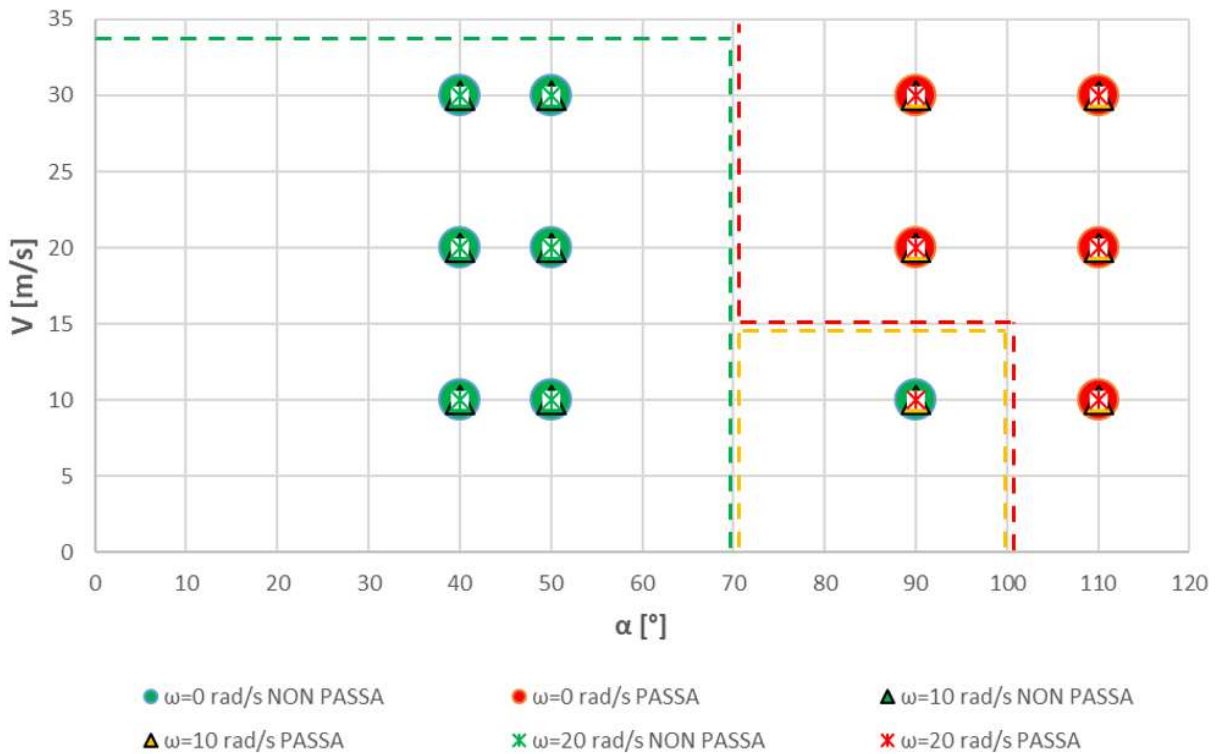
EMB5: R=1 m, H_{imp}= H/2, H-5R



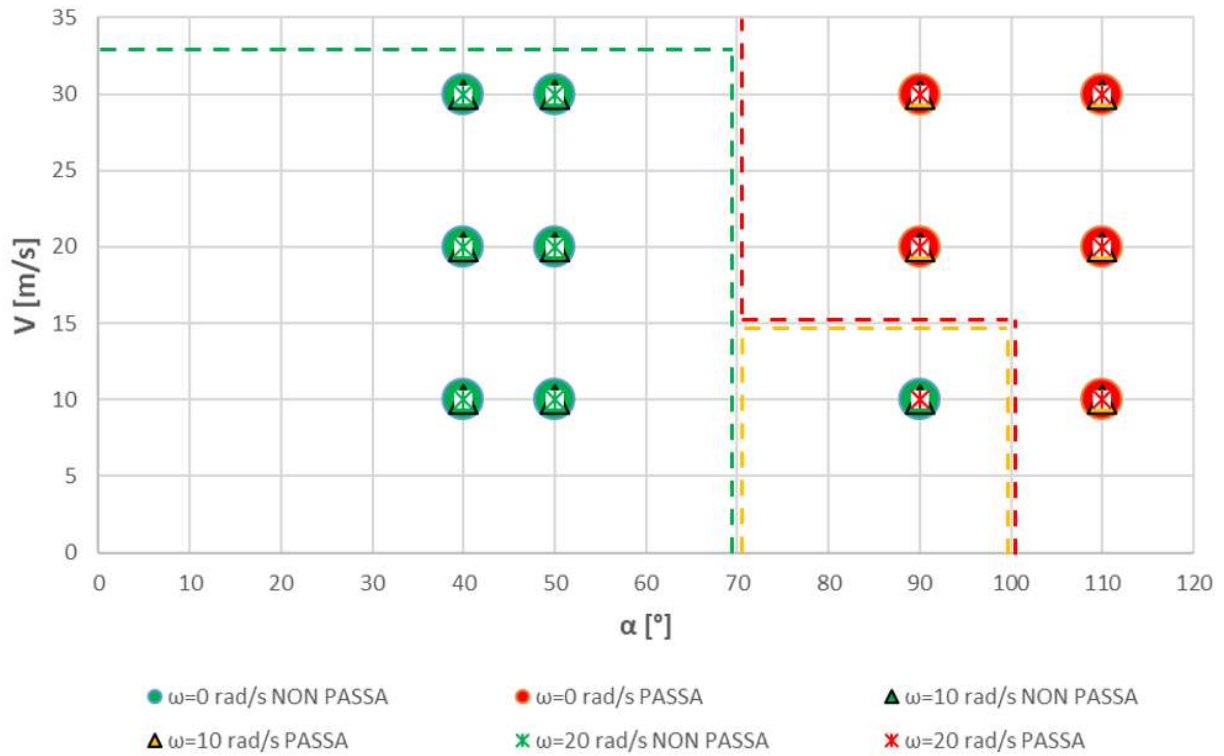
EMB5: R=1.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



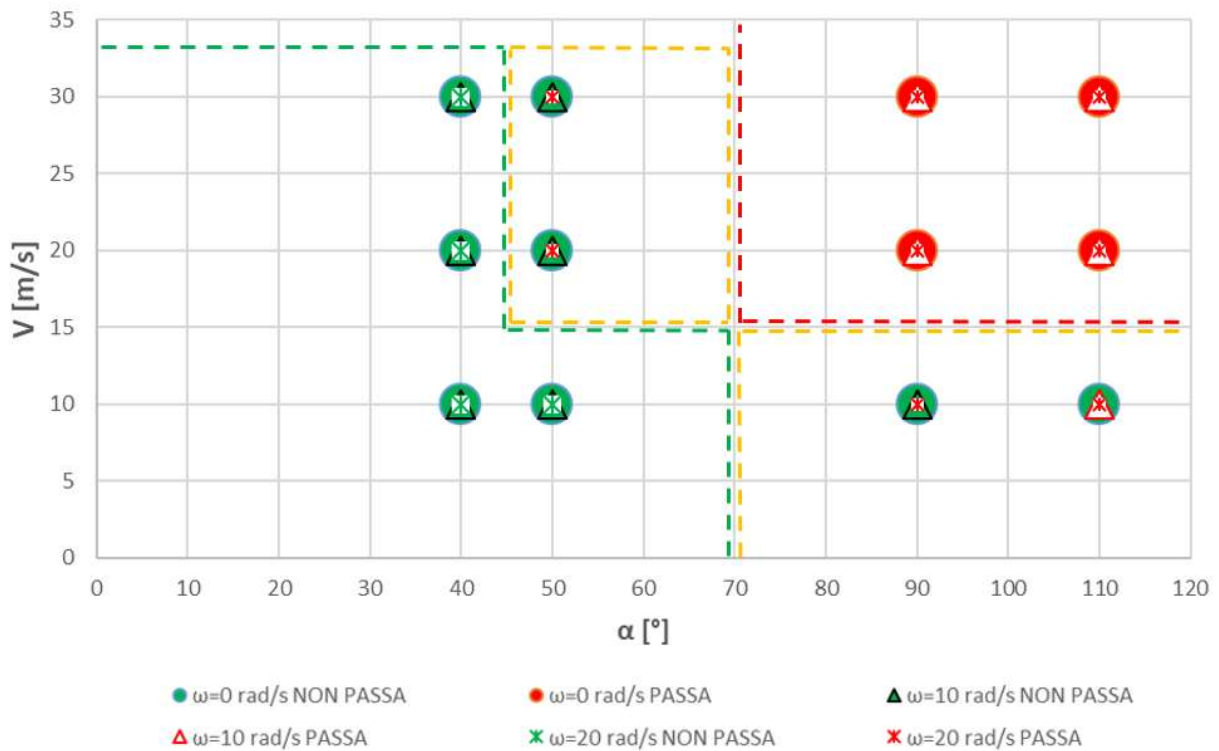
EMB4: R=0.25 m, H_{imp}= H/2, H-5R



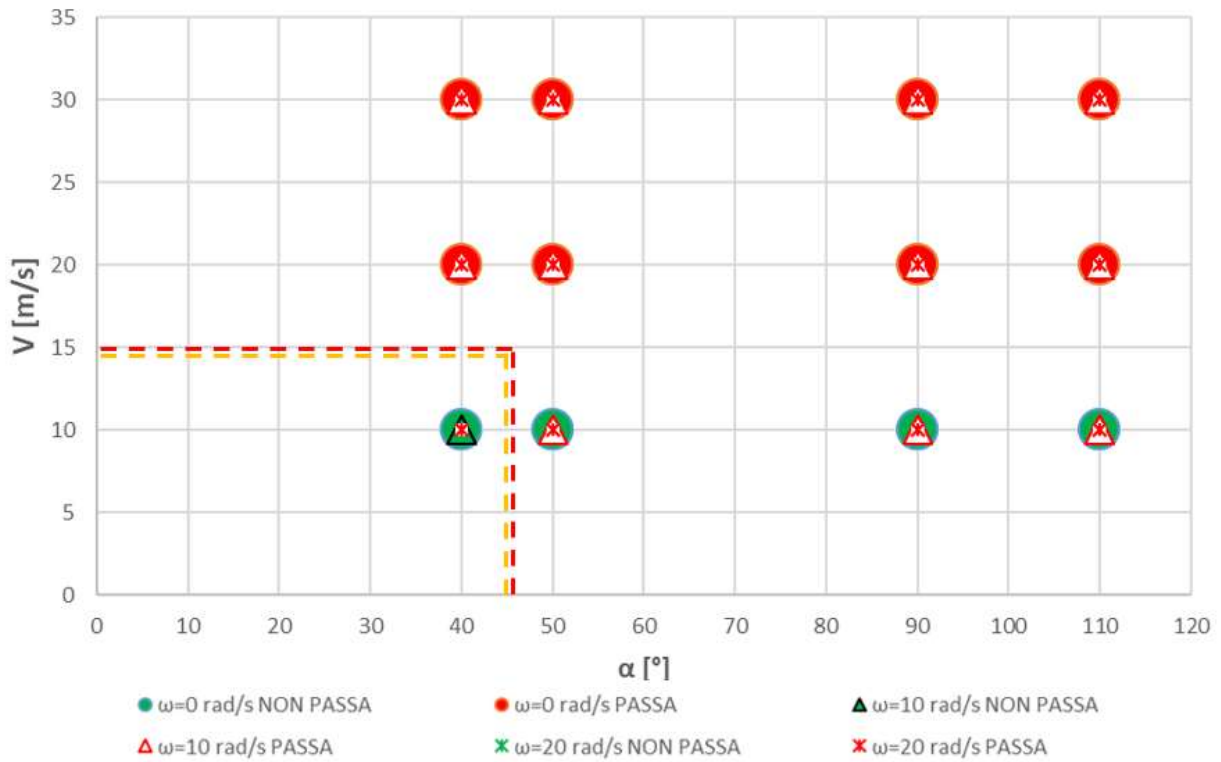
EMB4: R=0.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



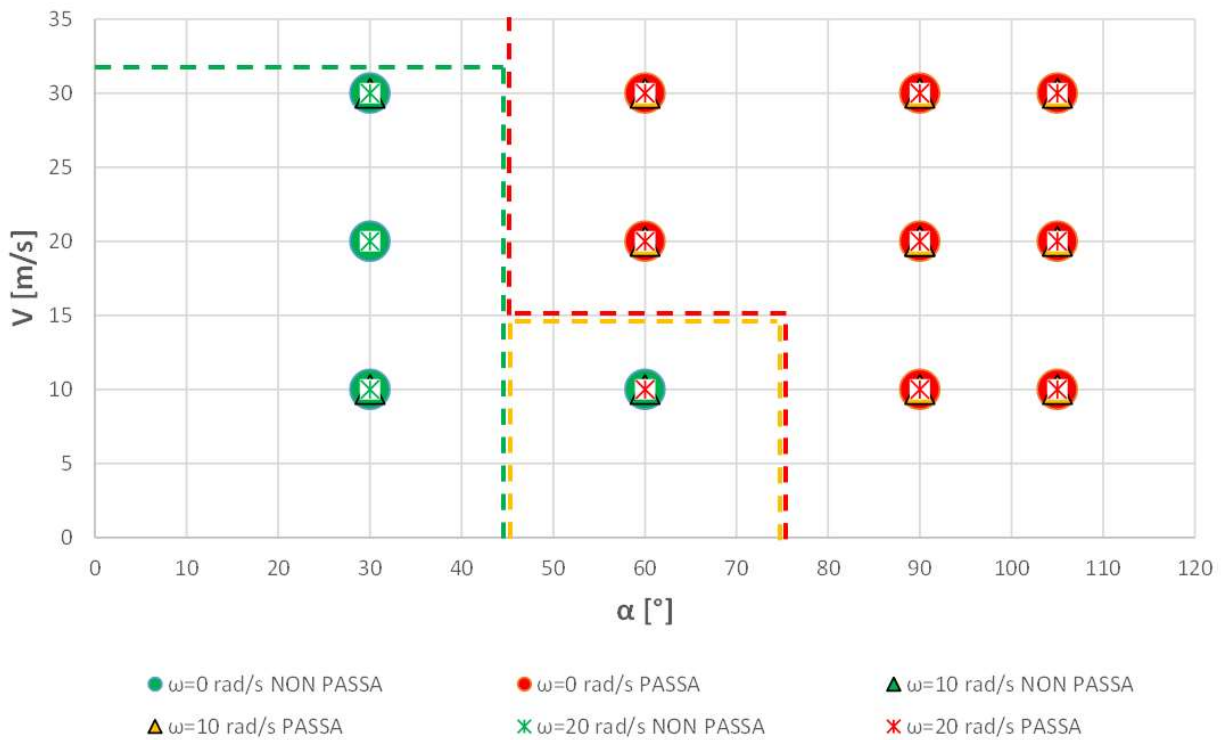
EMB4: R=1 m, H_{imp}= H/2, H-5R



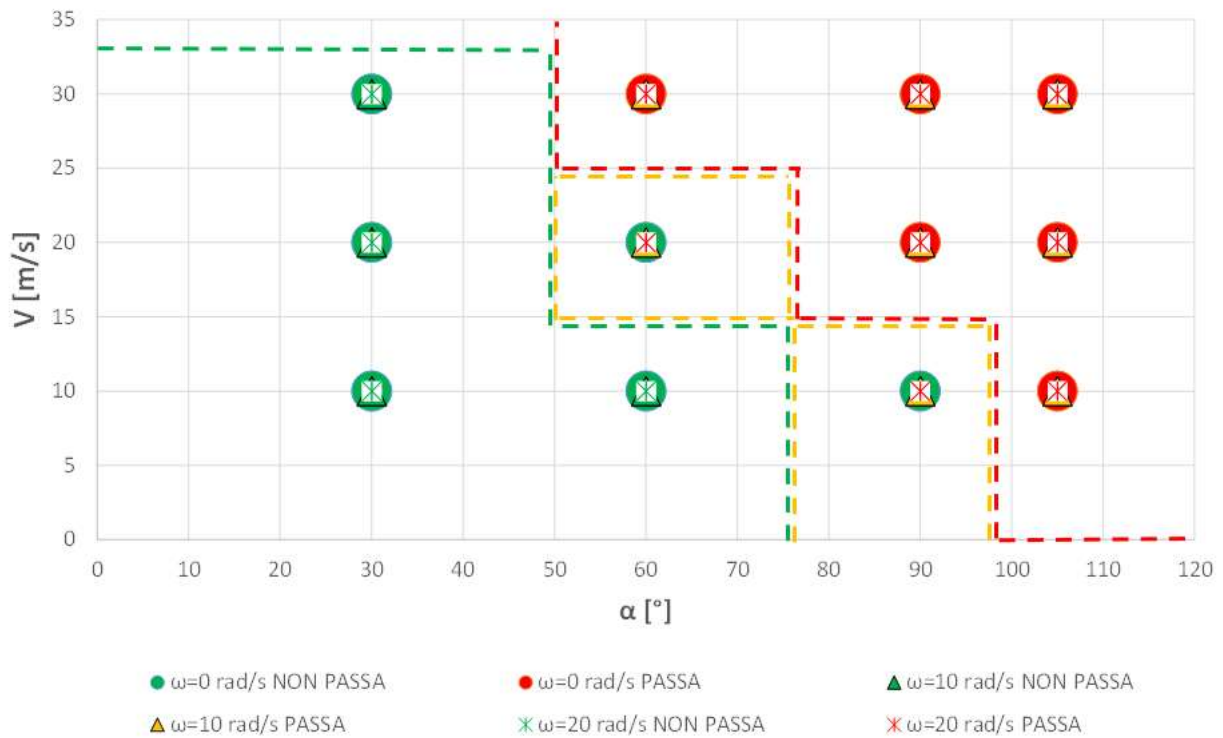
EMB4: R=1.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



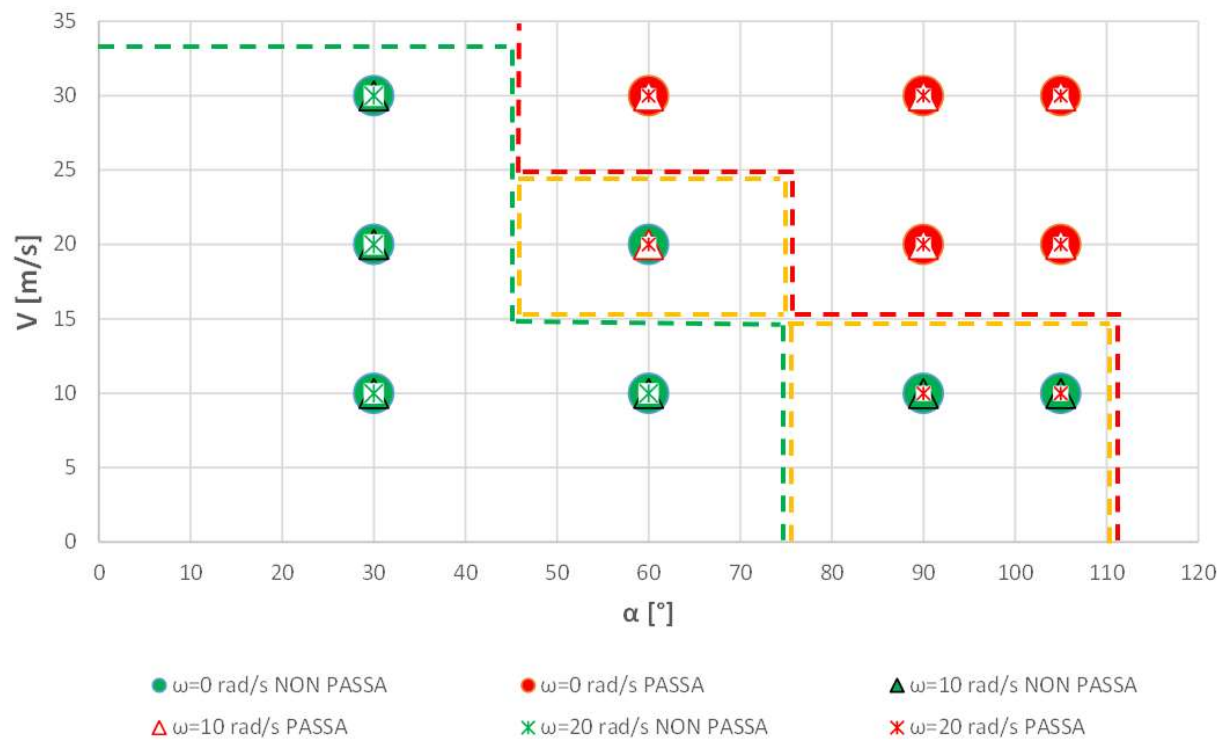
EMB3: R=0.25 m, H_{imp}= H/2, H-5R



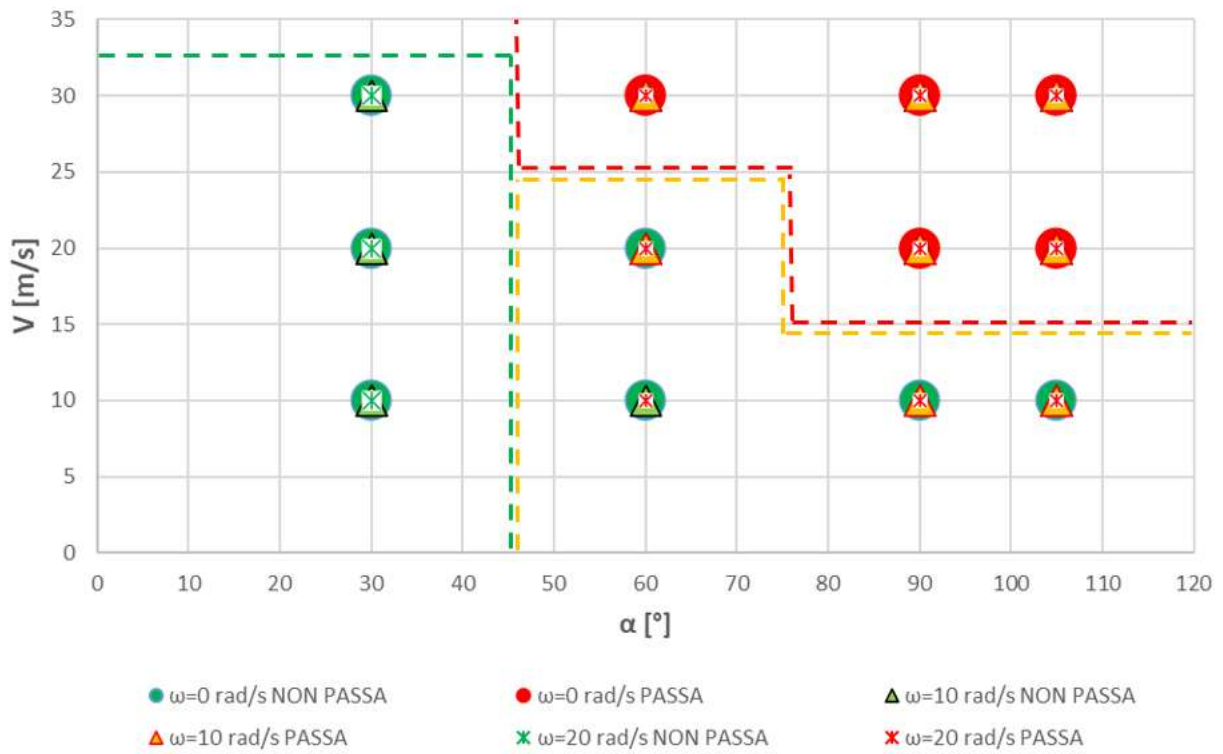
EMB3: R=0.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



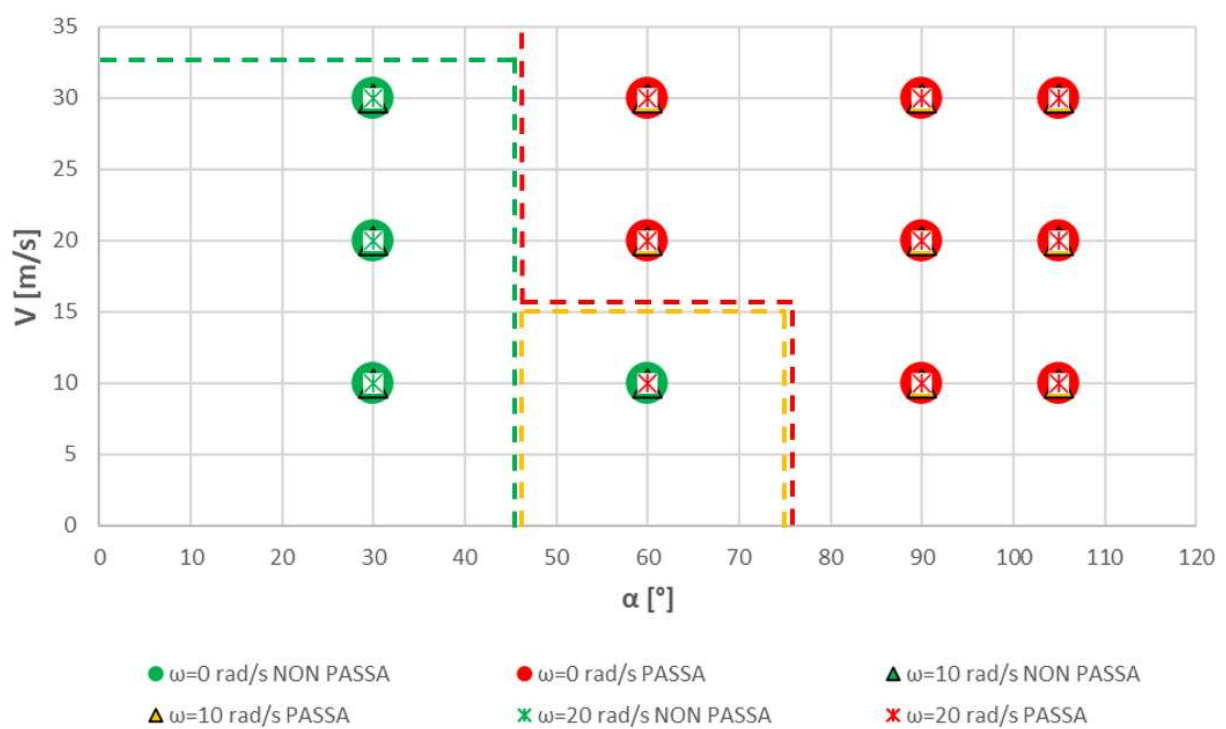
EMB3: R=1 m, H_{imp}= H/2, H-5R



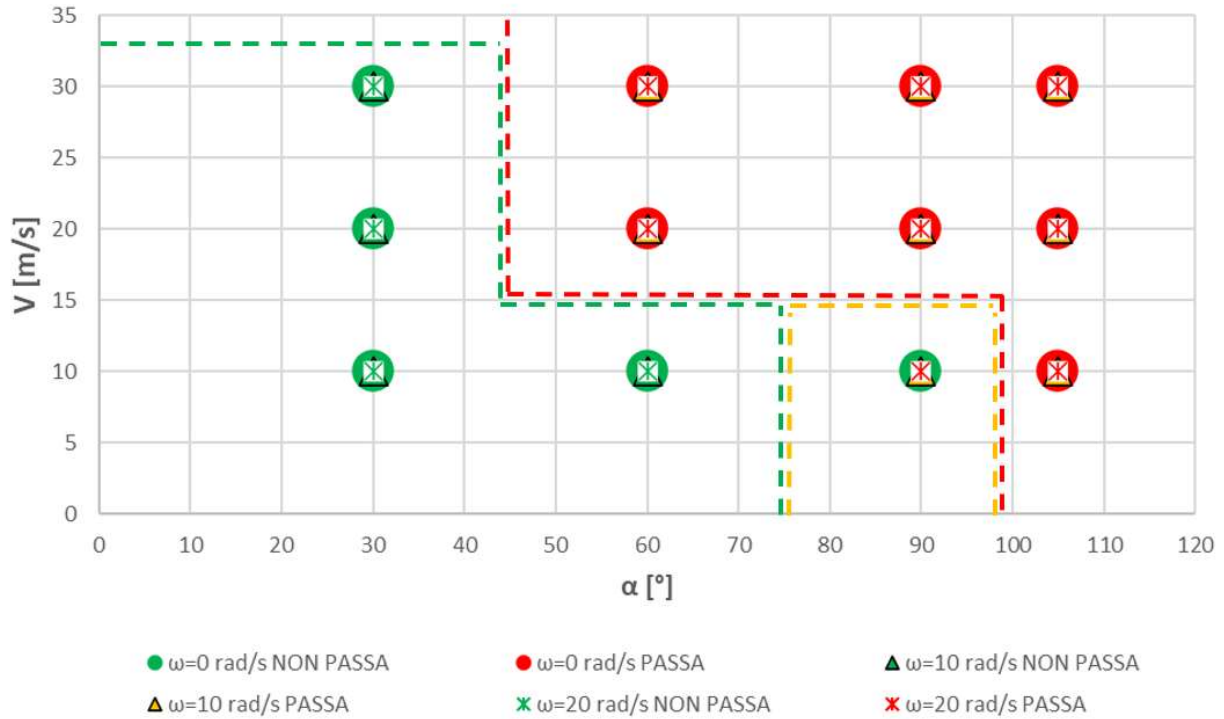
EMB3: R=1.5 m, Himp= H/2, H-5R



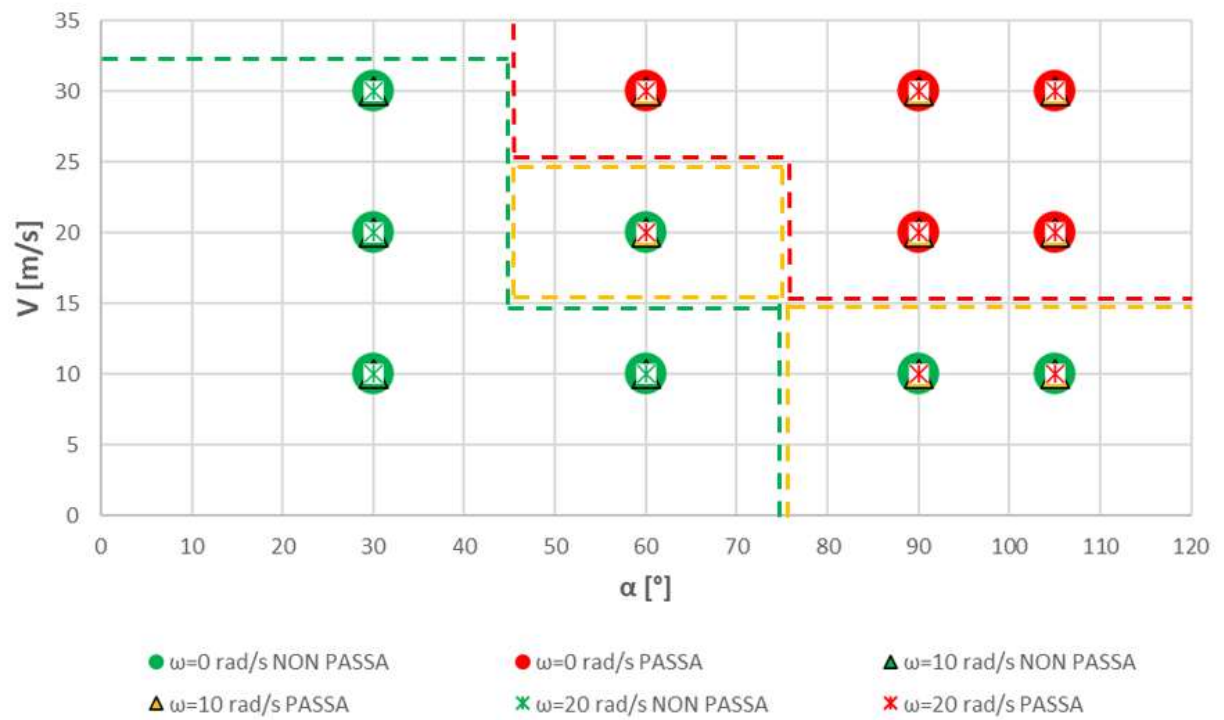
EMB2: R=0,25 m, Himp= H/2, H-5R



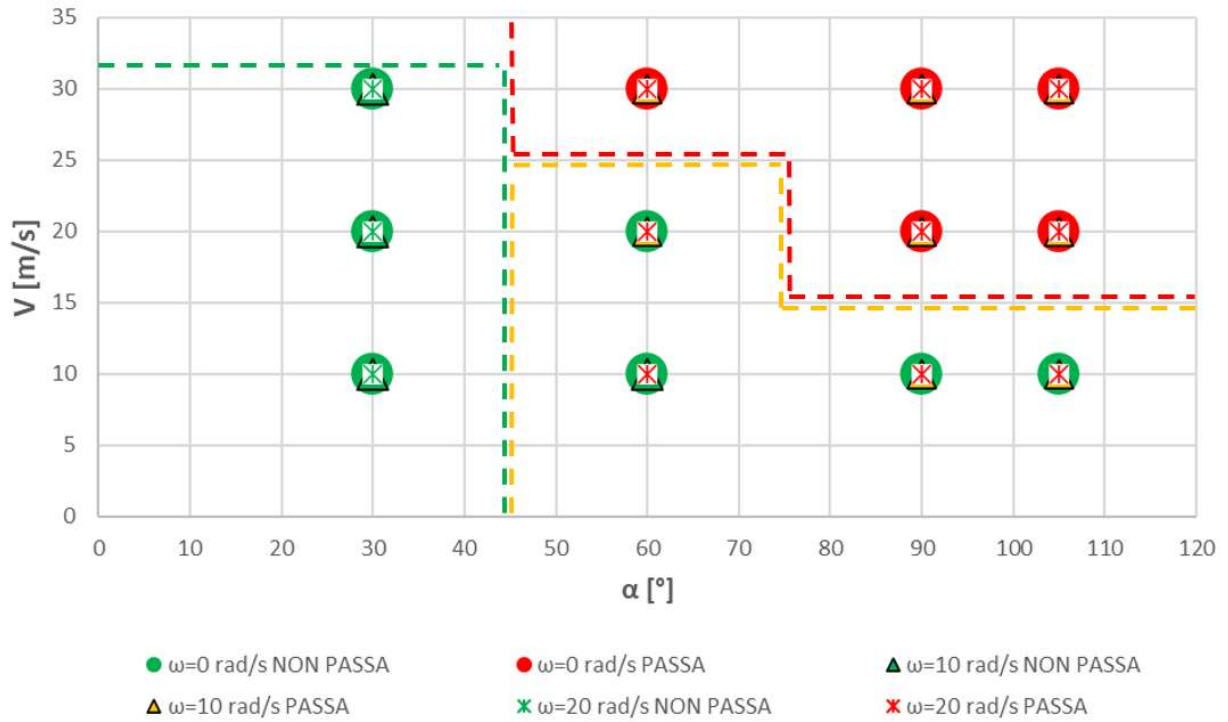
EMB2: R=0.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



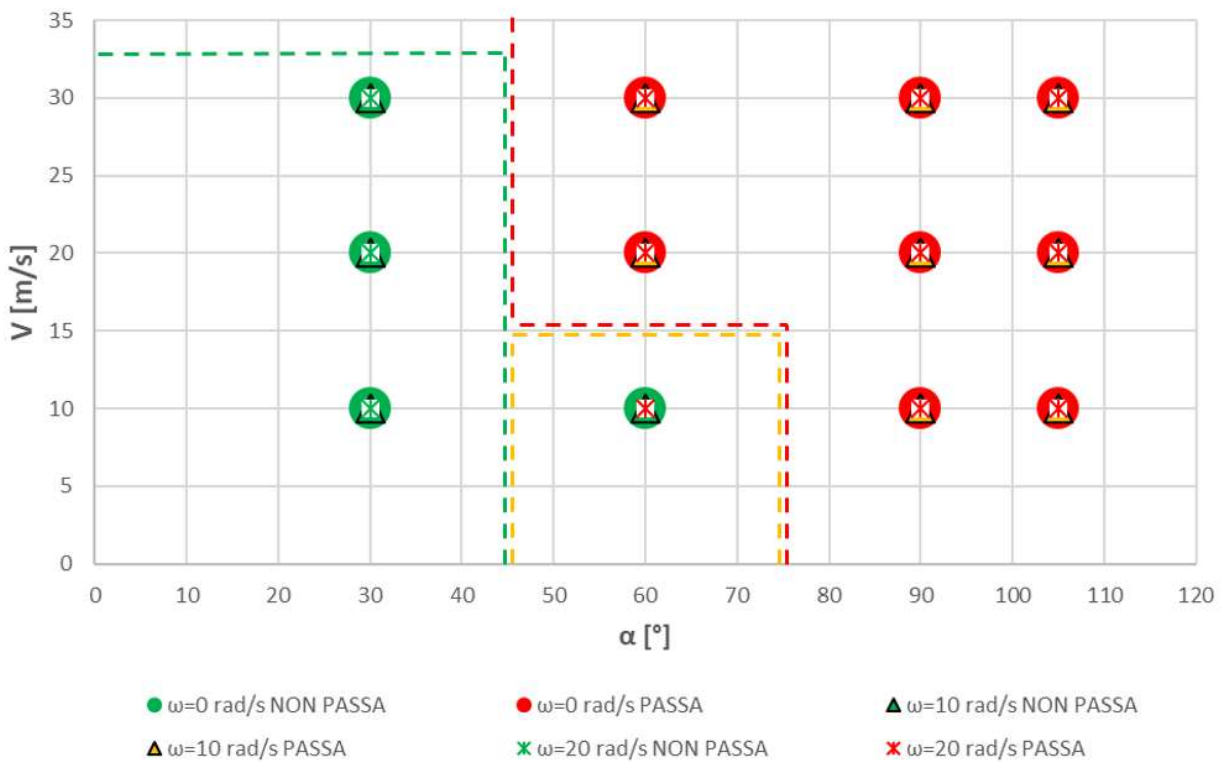
EMB2: R=1 m, H_{imp}= H/2, H-5R



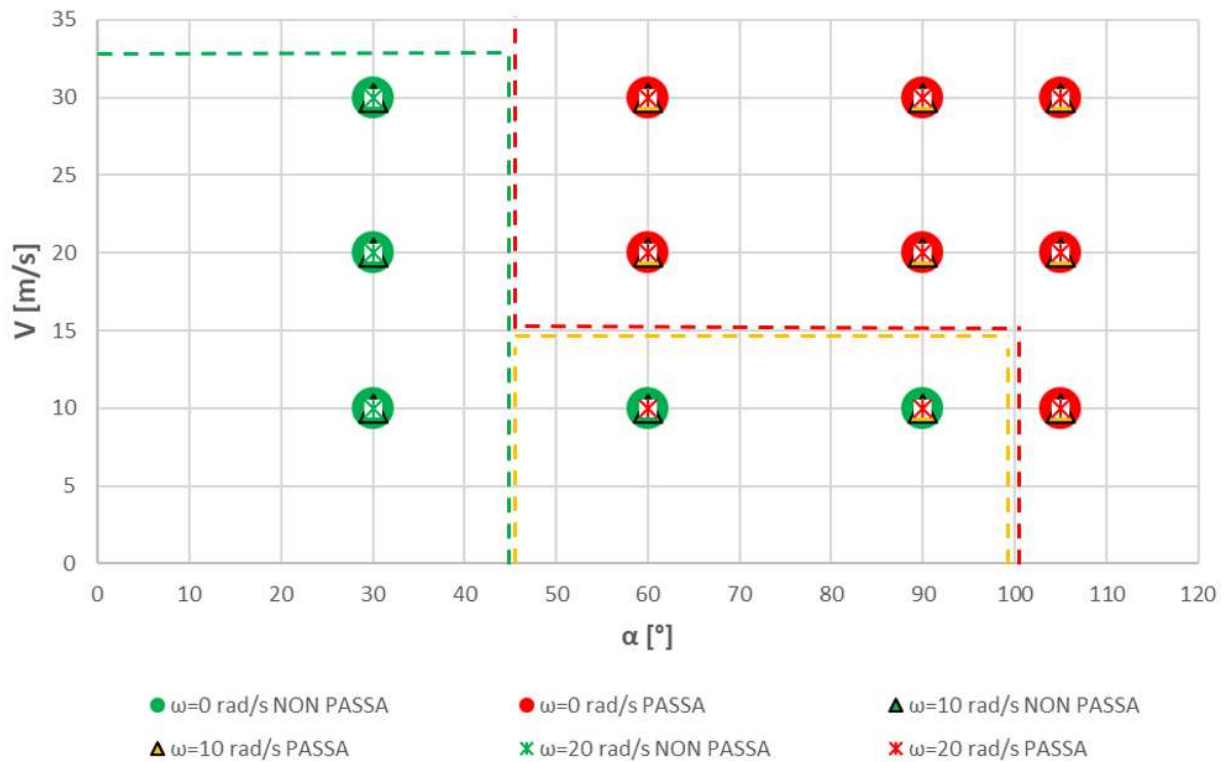
EMB2: R=1.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



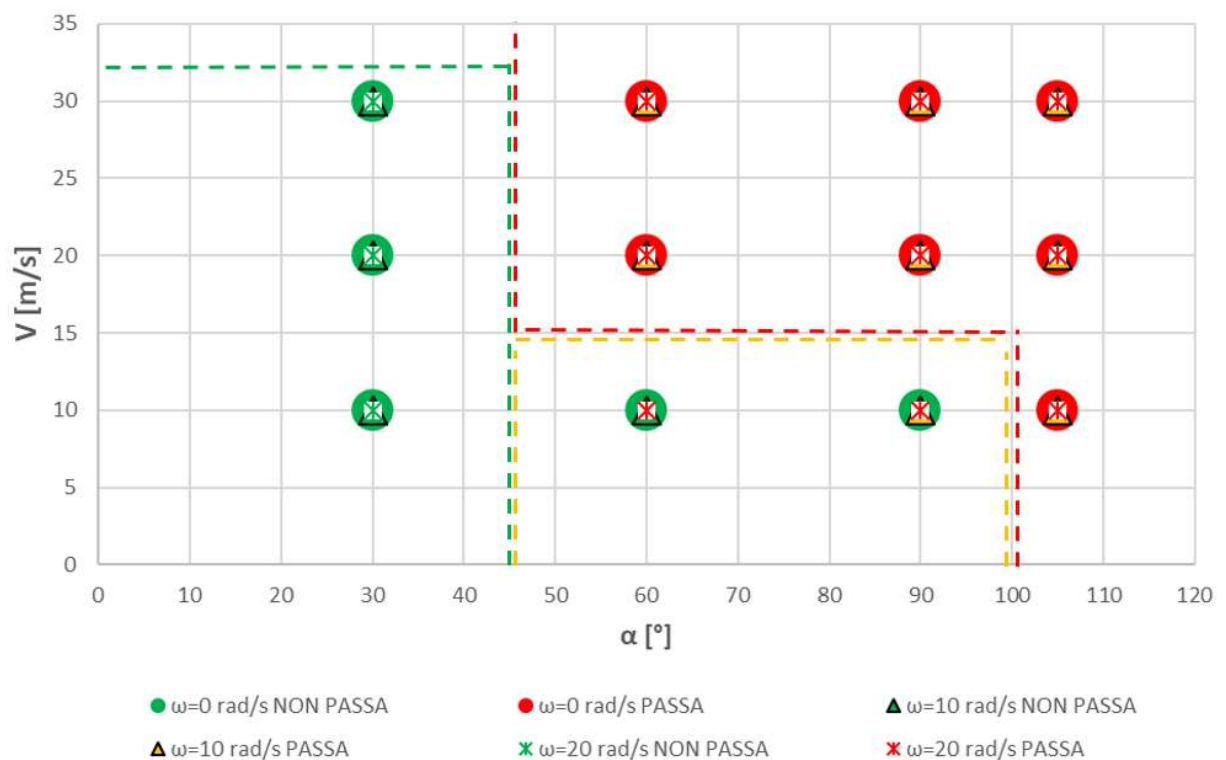
EMB1: R=0.25 m, H_{imp}= H/2, H-5R

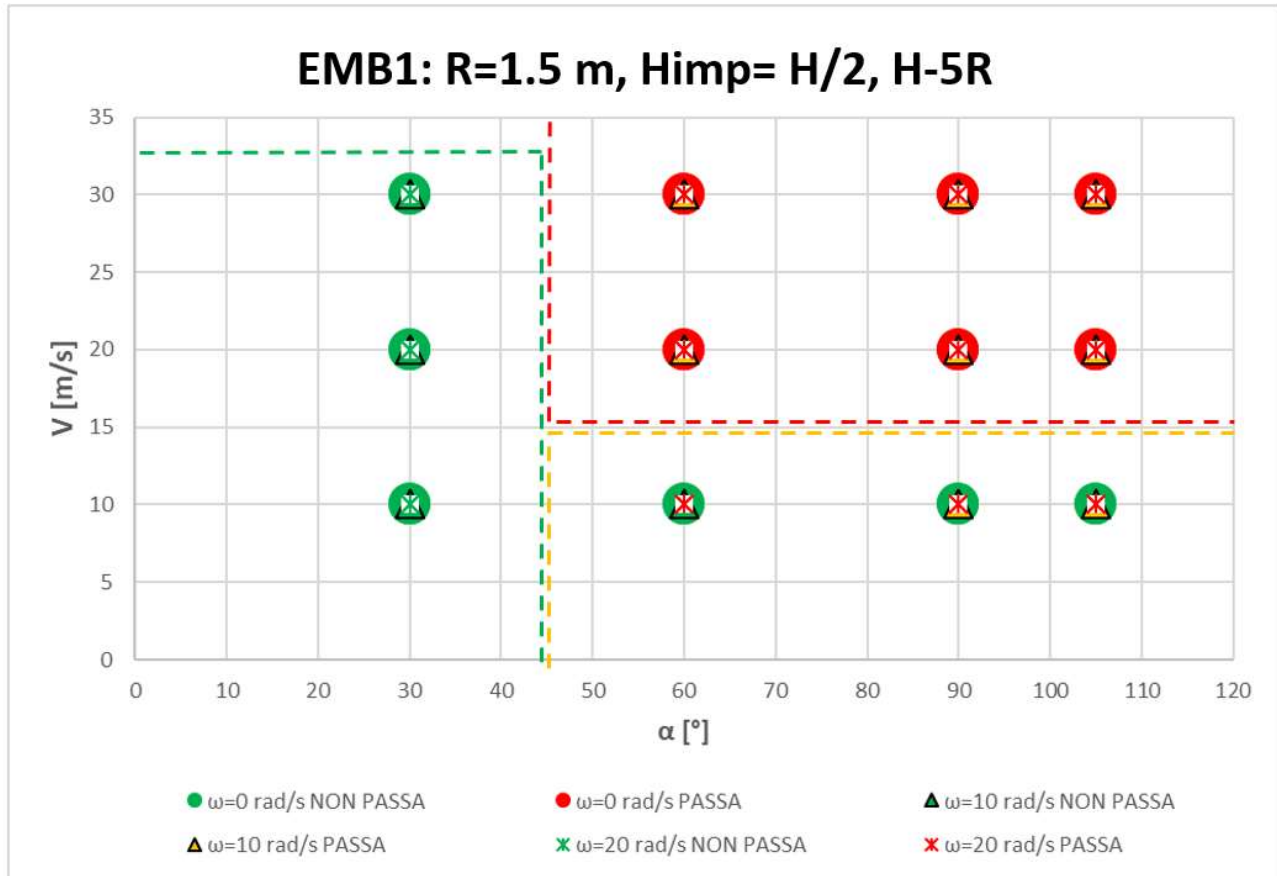


EMB1: R=0.5 m, H_{imp}= H/2, H-5R



EMB1: R=1 m, H_{imp}= H/2, H-5R





5.3 Confronto fra simulazioni e ONR 24810 (2021)

I risultati delle simulazioni numeriche sviluppate sono stati confrontati con l'approccio progettuale dalle ONR 24810 (2021) descritto nel Cap.3.1 per una conferma della qualità delle analisi.

Inserendo i risultati ottenuti per tutte le simulazioni di ogni rilevato si ottengono i punti in Figura 5.14, Figura 5.15 e Figura 5.16. Si osserva come buona parte dei punti risiede al di fuori del dominio della norma e, in particolare, la maggior parte di essi sono decentrati verso l'origine: questo deriva dal fatto che la norma utilizza energie specifiche alte in proporzione alle dimensioni della struttura. Il dominio della ONR presenta un limite inferiore fissato a $E^* = 2$ e, non essendoci informazioni certe, si suppone che gli autori Michael Mölk e Robert Hofmann non hanno indagato con le loro sperimentazioni zone a così bassa energia specifica. Inoltre, si ricorda che la norma riporta tale dominio valido solamente per corpi aventi energia rotazionale strettamente minore dell'1% (Figura 3.2) e che quindi molti delle coppie di punti esulano da tale vincolo.

Per ottenere un riscontro fra i casi simulati, che si sottolinea essere lontani dal collasso, e la norma, si sono depurati i grafici dei casi che sormontano per rimbalzo o rotolamento i rilevati e di quelli che avendo energia rotazionale maggiore del 20% sono irrealistici. Successivamente, ricalcando l'approccio di adimensionalizzazione della norma austriaca, si è tracciato un nuovo dominio su assi semilogaritmici rappresentato in Figura 5.17 sulla base dei dati depurati. Questo vuole essere uno strumento di valutazione delle prestazioni del rilevato equivalente alle norme ONR ma validato nell'intervallo di energie specifiche $E^* < 2$. Si osserva, inoltre, che le coppie di punti a $E^* \geq 2$ si trovano in buono accordo con i limiti definiti dalla ONR 24810.

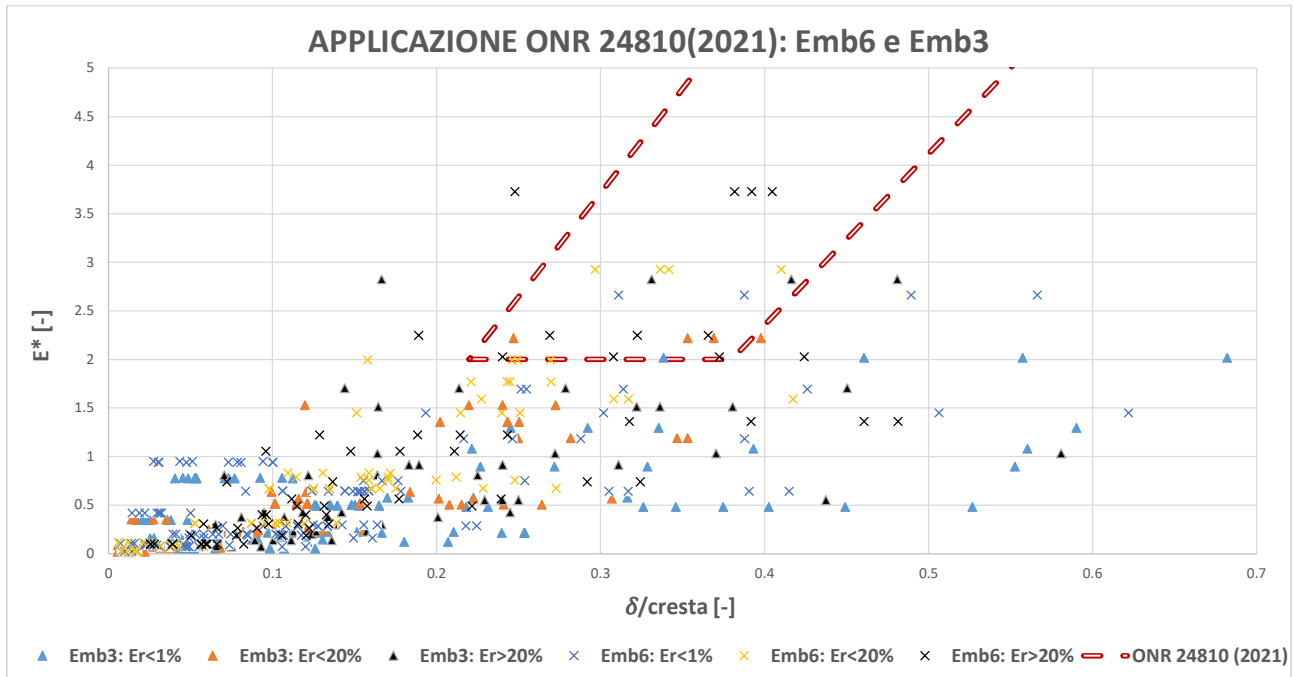


Figura 5.14: Confronto fra metodologia progettuale proposta dalla ONR 24810 (2021) e i risultati di penetrazione ottenuti per i rilevati Emb6 e Emb3.

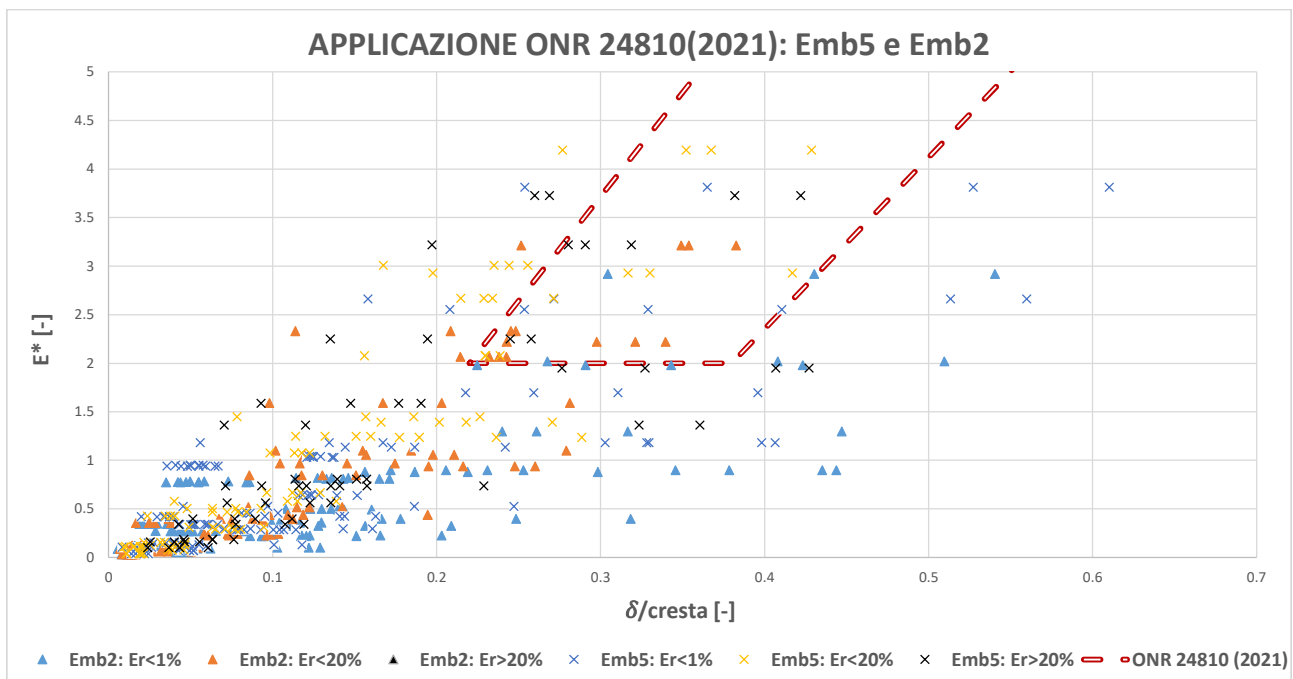


Figura 5.15: Confronto fra metodologia progettuale proposta dalla ONR 24810 (2021) e i risultati di penetrazione ottenuti per i rilevati Emb5 e Emb2.

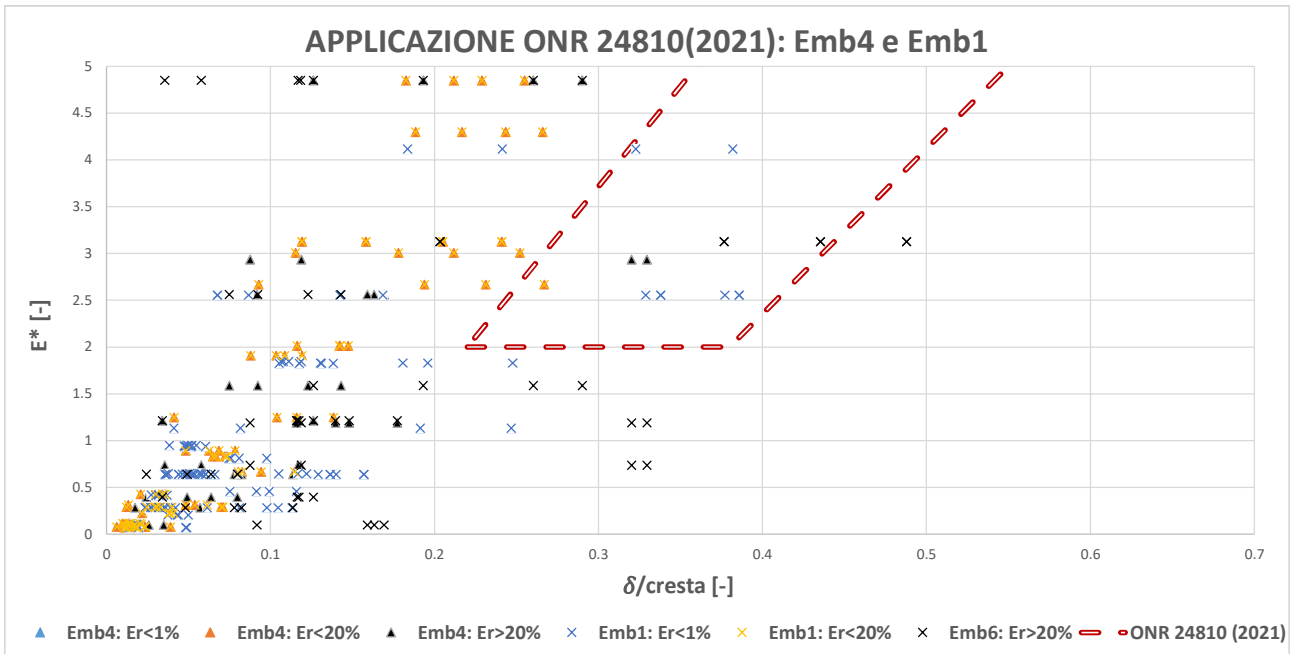


Figura 5.16: Confronto fra metodologia progettuale proposta dalla ONR 24810 (2021) e i risultati di penetrazione ottenuti per i rilevati Emb4 e Emb1.

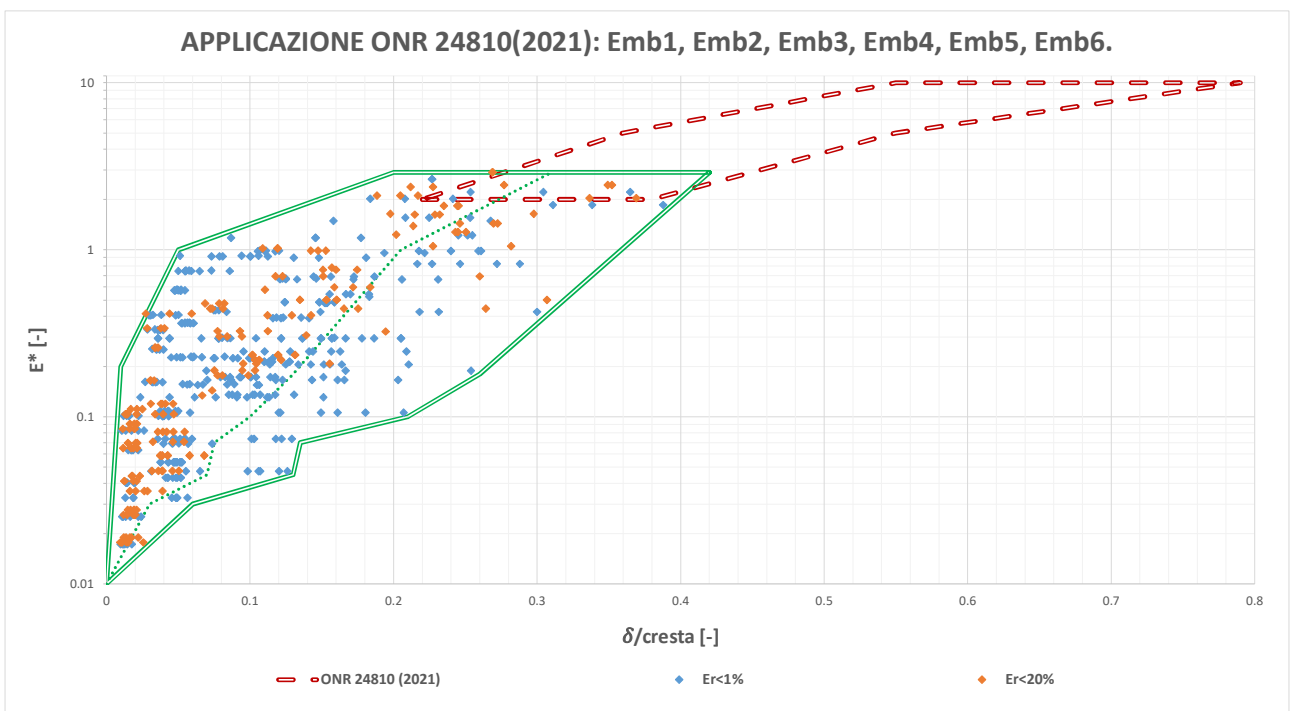


Figura 5.17: Rappresentazione del dominio progettuale con l'approccio seguito dalle ONR 24810 (2021) ricavato dal presente studio in un grafico semilogaritmico.

5.4 Confronto fra simulazioni e il metodo di Lambert e Kister (2018)

Applicando il metodo qualitativo per verificare se un rilevato sia in grado di adempiere il proprio compito di protezione nei confronti di un certo valore di energia cinetica, si è applicato il metodo di Lambert e Kister

descritto nel Cap. 3.3. Secondo questo, affinché un rilevato in terra non rinforzato venga verificato occorre che il rapporto $\frac{\delta}{b(H/2)} < 0.5$. Come si osserva dai grafici riportati, tutti i punti risiedono ampiamente sotto al limite quindi il metodo rispecchia le analisi numeriche.

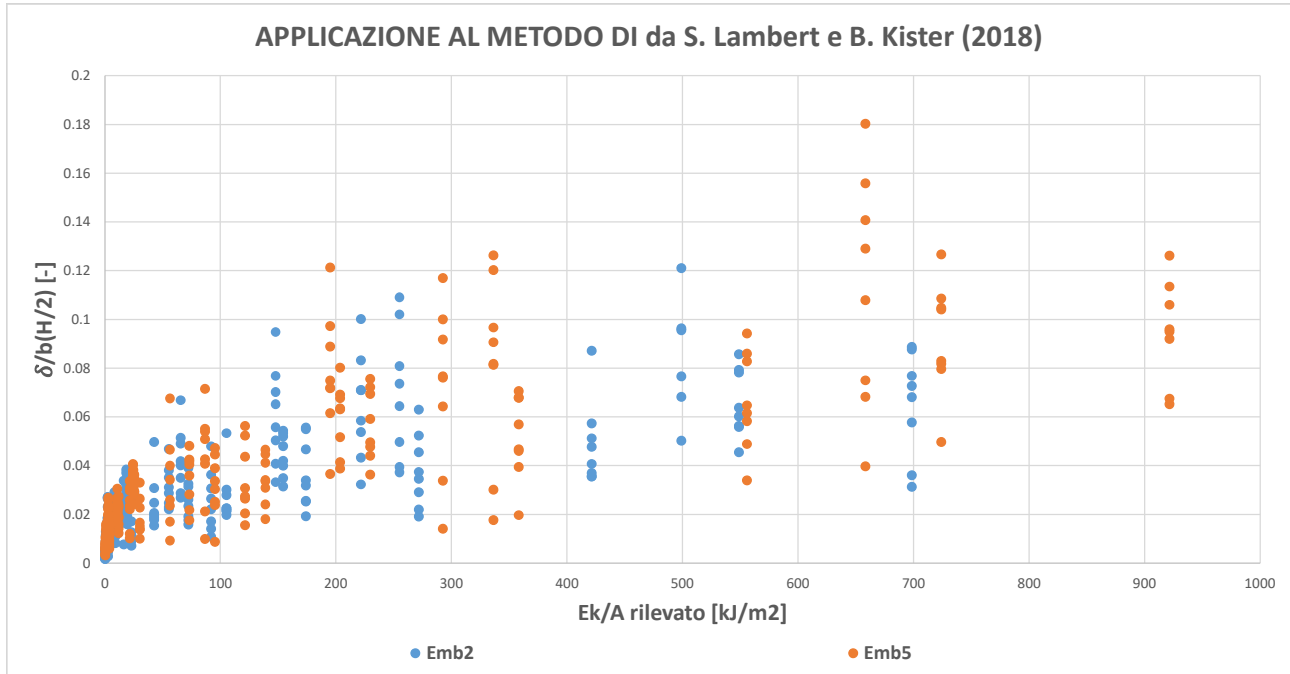


Figura 5.18: Applicazione del metodo proposto da S. Lambert e B. Kister ai rilevati Emb2 e Emb5.

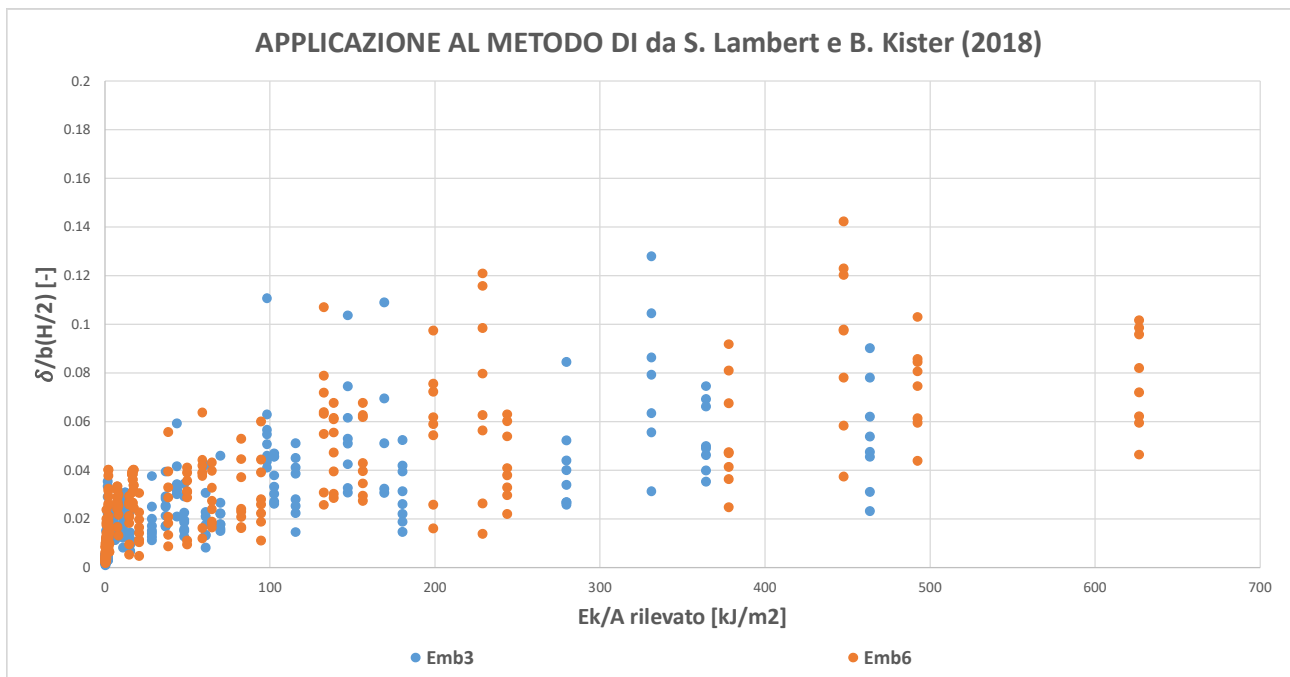


Figura 5.19: Applicazione del metodo proposto da S. Lambert e B. Kister ai rilevati Emb3 e Emb6.

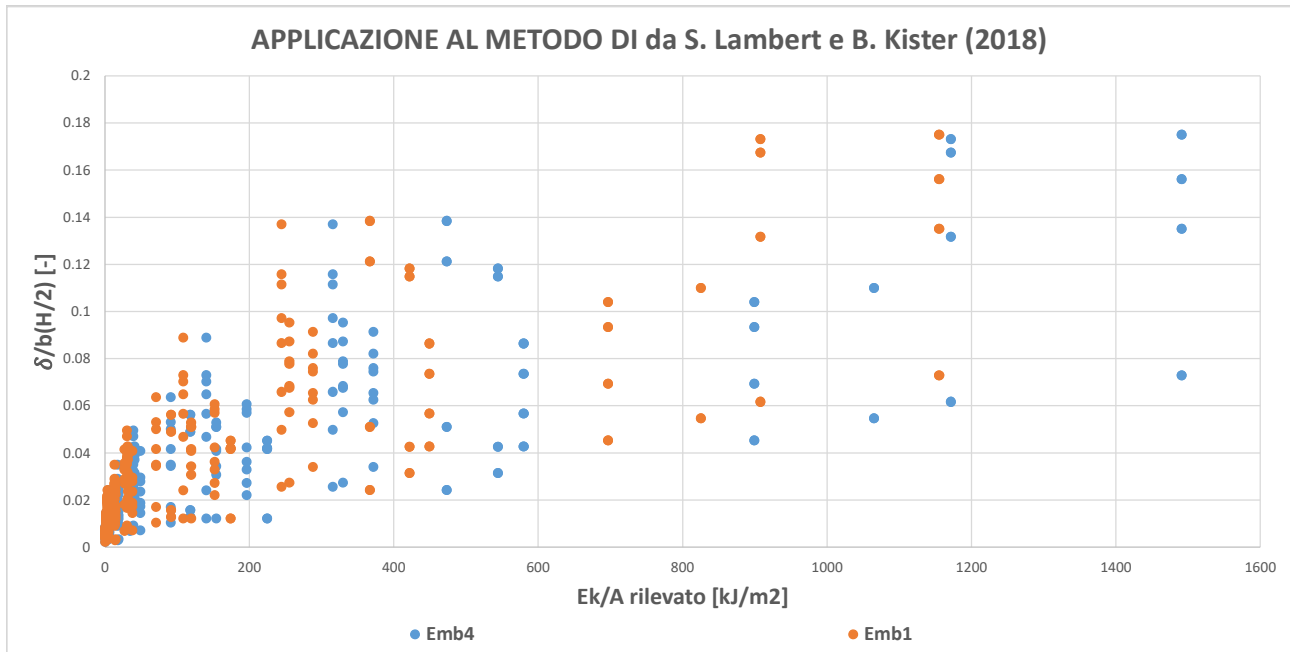


Figura 5.20: Applicazione del metodo proposto da S. Lambert e B. Kister ai rilevati Emb4 e Emb1.

5.5 Sollecitazioni in fondazione

È stato indagato se gli impatti simulati creino un significativo incremento della forza normale in fondazione e se si verifichi una sua importante eccentricità al momento dell'urto. Inoltre si è studiata anche la nascita della forza tangenziale che l'urto e la sua inerzia trasferita all'opera creano all'interfaccia del piano di posa, in quanto, in situazioni di rilevato su pendio inclinato, questa potrebbe comprometterne la stabilità globale.

Le figure seguenti mostrano i risultati delle analisi svolte per ogni rilevato, in particolare si sono riportati i valori massimi di ogni grandezza corrispondenti all'istante dell'urto. Si osserva che le sollecitazioni in fondazioni possono aumentare nella fase di picco dell'urto da circa 2.5 volte per i rilevati più massicci a quasi 7 volte per i più piccoli. Per le forze di taglio, invece, nei casi analizzati si hanno picchi fino a 1.5 volte il peso dell'opera e, nonostante siano decisamente inferiori alle normali, non possono essere trascurate dal momento che si tratta di opere da migliaia di kN. L'eccentricità della forza peso tende a spostarsi dalla mezzera della fondazione anche di parecchi metri, situazione che grava specialmente sulla verifica a capacità portante e a stabilità globale.

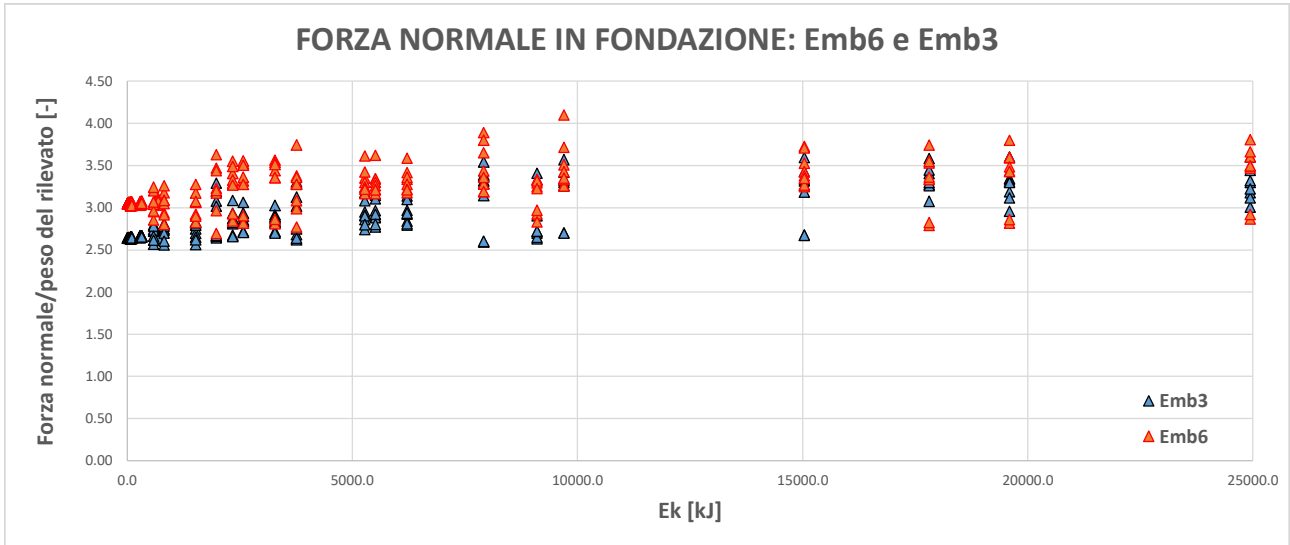


Figura 5.21: Incremento delle forze normali in fondazione per i rilevati Emb3 e Emb6.

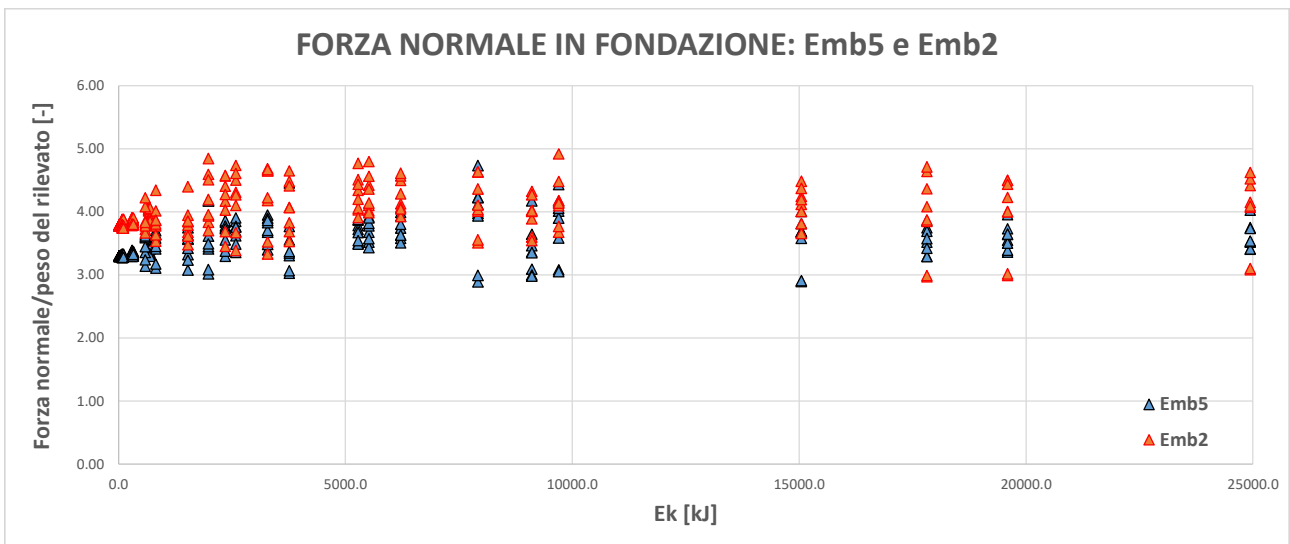


Figura 5.22: Incremento delle forze normali in fondazione per i rilevati Emb5 e Emb2.

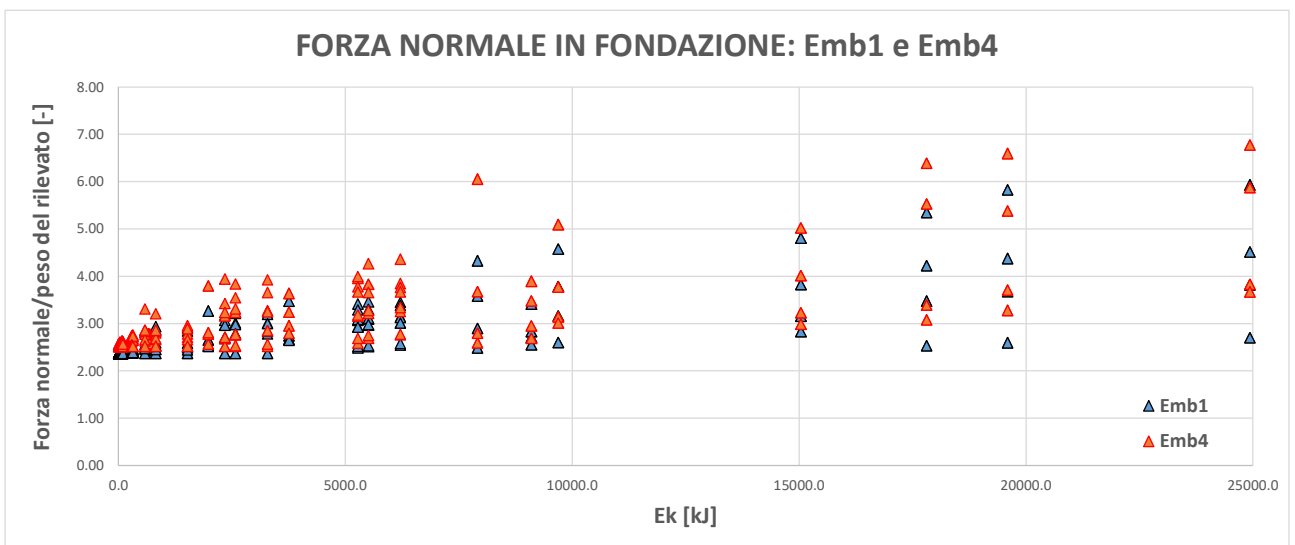


Figura 5.23: Incremento delle forze normali in fondazione per i rilevati Emb1 e Emb4.

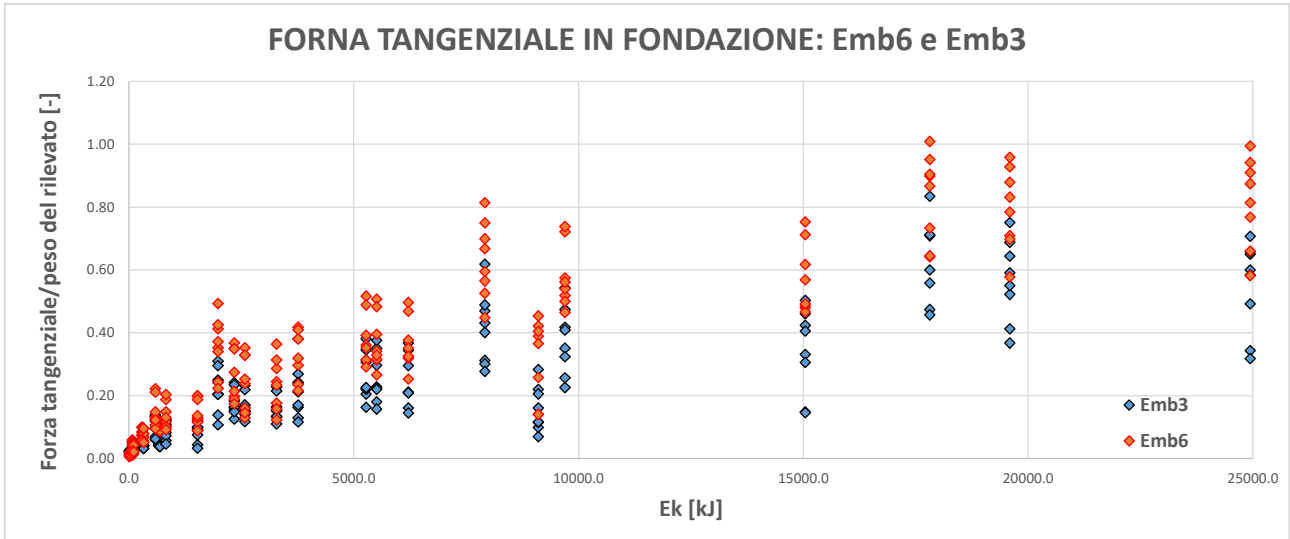


Figura 5.24: Forze tangenziali che nascono all'interfaccia del piano di posa del rilevato Emb6 e Emb3.

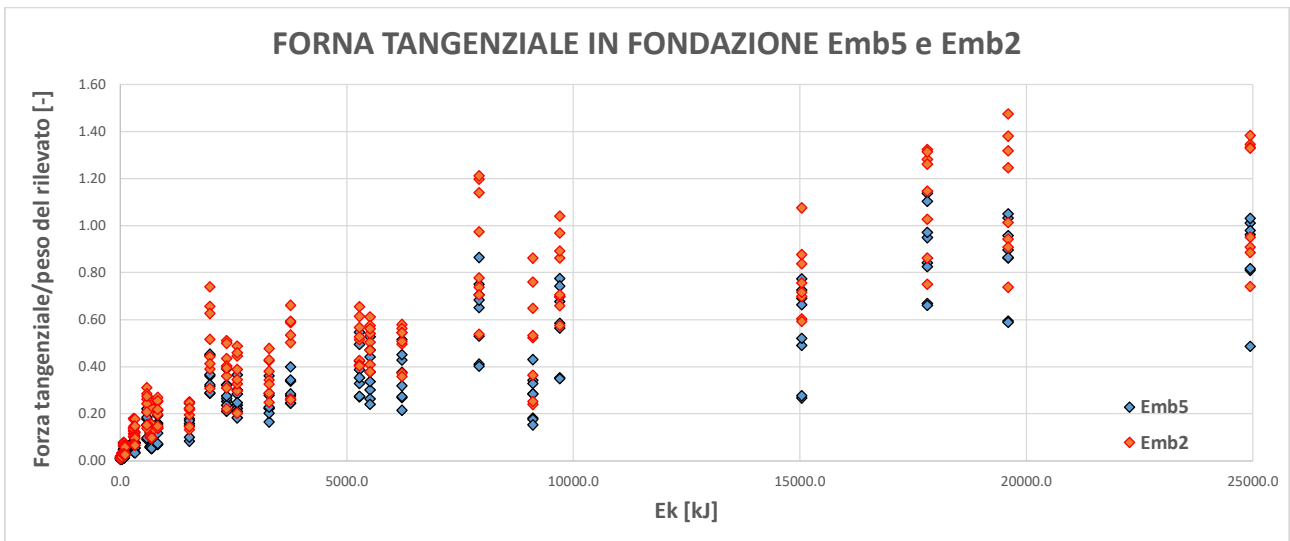


Figura 5.25: Forze tangenziali che nascono all'interfaccia del piano di posa del rilevato Emb6 e Emb3.

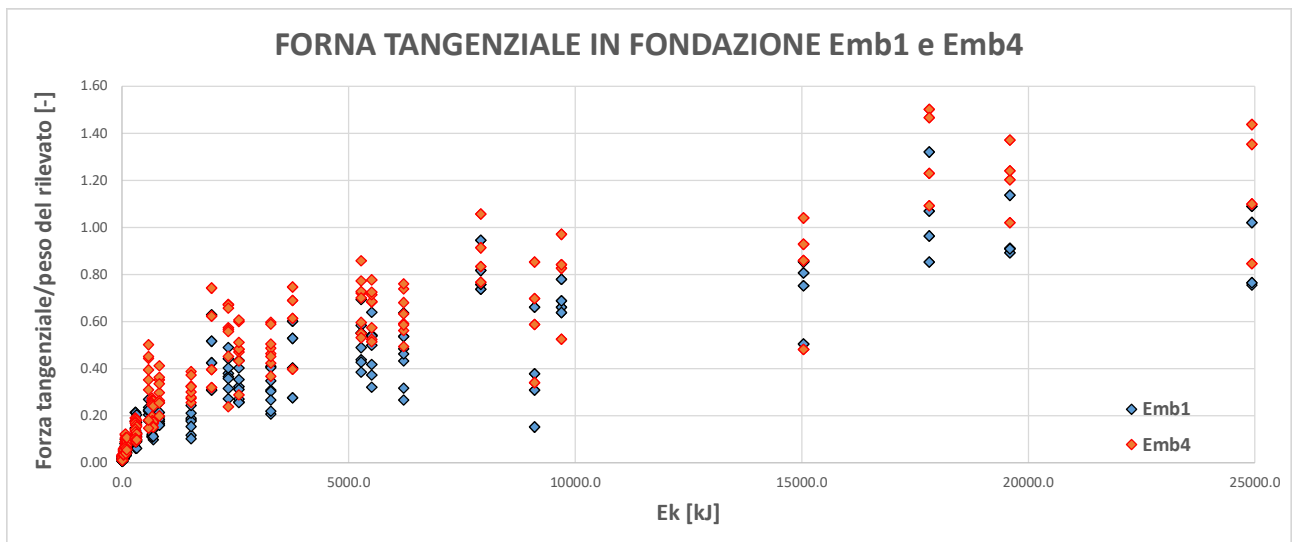


Figura 5.26: Forze tangenziali che nascono all'interfaccia del piano di posa del rilevato Emb1 e Emb4.

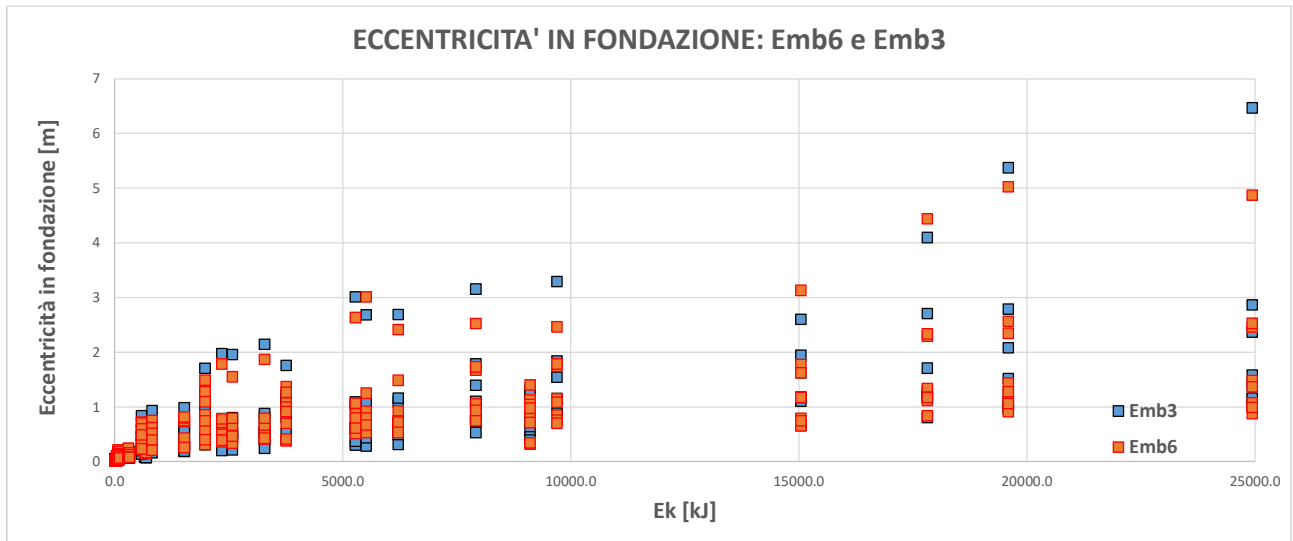


Figura 5.27: Eccentricità in fondazione dovuto all'impatto per i rilevati Emb6 e Emb3.

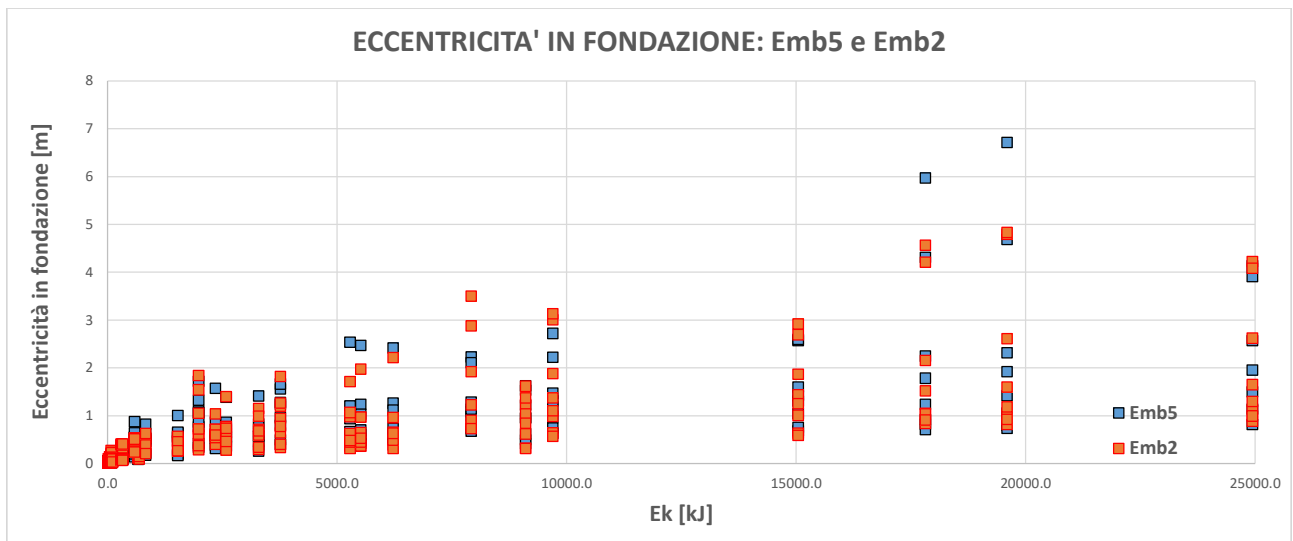


Figura 5.28: Eccentricità in fondazione dovuto all'impatto per i rilevati Emb5 e Emb2.

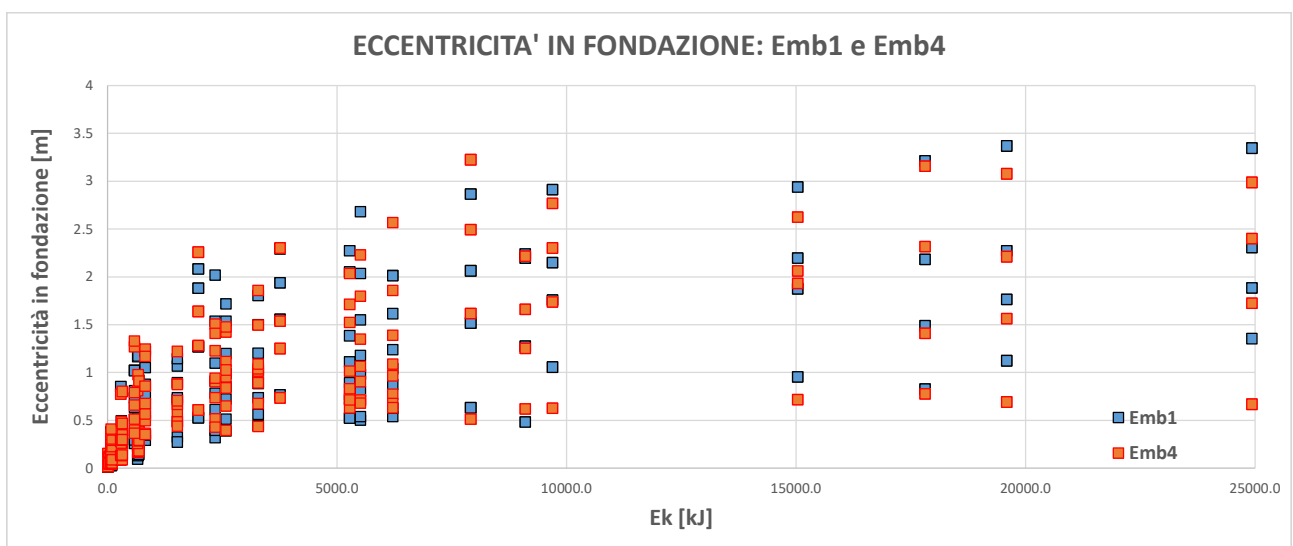


Figura 5.29: Eccentricità in fondazione dovuto all'impatto per i rilevati Emb1 e Emb4.

6 BIBLIOGRAFIA

- Bourrier, F., Hungr, O., 2011. Rockfall dynamics: a critical review of collision and rebound models. In: Lambert, S., Nicot, F. (Eds), *Rockfall engineering*. John Wiley and Sons, New York, ISTE ltd, London, 175-210.
- Calvino, A., Dumont, P., Durville, J.-L., Dussauge, C., Effendiantz, L., Evrard, H. (2001). Parades contre les instabilités rocheuses. *Guide technique, Collection environnement, Les risques naturels, LCPC, Paris*, pp.1-143.
- Castiglia, C. (2000). Studio del comportamento di rilevati paramassi. Tesi magistrale, Politecnico di Torino, Torino.
- Chau, K.T., Wong, R.H.C., Wu, J.J., 2002. Coefficient of restitution and rotational motions of rockfall impacts. *Rock mechanics and mining science* 39, 69-77.
- Gordan, B., Raja, M. A., Armaghani, D. J., Adnan, A. (2022). Review on Dynamic Behaviour of Earth Dam and Embankment During an Earthquake. *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol. 40, pp. 3–33.
- Hofmann, R., Mölk, M. (2012). Bemessungsvorschlag für Steinschlagschutzdämme. *Geotechnik*, vol.35, n.1, pp.22–33.
- Hofmann, R., Mölk, M., Vollmert, L. (2017). Rockfall protection dams - Design concept for different construction types. *Geotechnik*, vol.40, n.1, pp.35–53.
- Kister, B., (2015). Development of basics for dimensioning rock fall protection embankments in experiment and theory (in German), research project FEDRO 2012/003, FEDRO report 1524.
- Kister, B., Fontana, O. (2011). On the evaluation of rockfall parameters and the design of protection embankments – a case study. *Proceedings of: Interdisciplinary workshop on rockfall protection - Rocexs 2011, Innsbruck, Austria*, pp.31-32.
- Kister, B., Lambert, S., Loup, B. (2017). Impact tests on small scale embankments with rockery. *Lessons learned. Rocexs 2017, May 2017, Barcelone, Spain*, pp.1-5.
- Lambert, S., and Kister, B. (2017). Analysis of Existing Rockfall Embankments of Switzerland (AERES); Part A: State of Knowledge. *Federal Office for the Environment, Bern*. pp.1-55.
- Lambert, S., and Kister, B. (2017). Analysis of Existing Rockfall Embankments of Switzerland (AERES); Part B: Analysis of the collected data and comparison with up-to-date knowledge. *Federal Office for the Environment, Bern*. pp.1-21.
- Lambert, S., and Kister, B. (2017). Analysis of Existing Rockfall Embankments of Switzerland (AERES); Part C: Small-scale experiments. *Federal Office for the Environment, Bern*. pp.1-55.
- Mölk, M., & Hofmann, R. (2017). *Schutzbauwerke gegen Steinschlag nach ONR 24810*. In: *Berichte der Geologischen Bundesanstalt* 125, pp. 66 – 89.
- ONR 24810, 2017. Technical protection against rockfall - terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance.
- Peila, D., Oggeri, C., & Castiglia, C. (2007). Ground reinforced embankments for rockfall protection: Design and evaluation of full scale tests. *Landslides*, vol.4, n.3, pp.255–265.
- Pichler B, Hellmich C, Mang HA (2005). Impact of rocks onto gravel design and evaluation of experiments. *International Journal of Impacting Engineering*, vol.31, n.5, pp.559–78.
- Plassiard, J.-P., Donzé, V. F., & Plotto, P. (2006). Discrete model of impacts on embankments: refinement of the interaction law and calibration method, pp. 1-9.



- Plassiard, J.-P., Donzé, F.-V., 2010. Optimizing the design of rockfall embankments with a discrete element method. *Engineering Structures*, vol.32, n.12, pp.3817-3826.
- Plassiard, J.-P., & Donzé, F. V. (2009). Rockfall impact parameters on embankments: A discrete element method analysis. *Structural Engineering International*, vol.19, n.3, pp.333–341.
- Ronco, C., Oggeri, C., & Peila, D. (2009). Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection. *Natural Hazards and Earth System Science*, vol.9, n.4, pp.1189–1199.
- Simmons, M., Pollak, S., Peirone, B., 2009. High energy rock fall embankment constructed using a freestanding woven wire mesh reinforced soil structure. Proceedings of the 60th Highway Geology Symposium, Buffalo, New York, 290-301.
- Tsai, P.-H., Hsu, S.-C., Lai, J. (2009). Effects of Core on Dynamic Responses of Earth Dam. GeoHunan International Conference 2009
- Zimmaro, P. & Ausilio, E. (2020). Shapes of Earth Dams for Probabilistic Seismic Hazard Analysis Applications. *Geosciences*. Vol 10, n.499, pp. 1-11.

LISTA DEI SIMBOLI

Simbolo	Unità di misura	Parametro
a	m/s^2	Accelerazione
b	m	Larghezza della cresta di un rilevato
c	m	Spessore del rilevato in corrispondenza del limite inferiore del blocco impattante assunto sferico
d_{max}	m	Massimo spessore di terreno influenzato dalla compattazione dinamica (tamping)
h_a	m	Altezza del rilevato disturbato dall'impatto, misurata dalla cresta al limite inferiore del blocco impattante assunto sferico
h_c	m	Altezza di un corso
h_k	m	Altezza caratteristica del blocco all'impatto sulla sezione del rilevato)
h_i	m	Altezza di impatto del blocco, misurata dal piede del rilevato al baricentro della sfera equivalente
h_d	m	Altezza di progetto del blocco all'impatto (sulla sezione del rilevato)
m	kg	Massa del proiettile/blocco che impatta verso il mezzo bersaglio/rilevato
m_k	kg	Massa caratteristica del blocco
m_d	kg	Massa di progetto del blocco
p_0	Pa	Pressione nell'area di contatto
p_{max}	m	Penetrazione del masso/proiettile nel mezzo bersaglio
t	m	Spessore del rilevato in corrispondenza del baricentro del blocco supposto sferico
u, \dot{u}, \ddot{u}	$m, m/s, m/s^2$	Spostamento, velocità e accelerazione del proiettile/blocco
v_0	m/s	Velocità iniziale di impatto (prima dell'urto)
v_k	m/s	Velocità caratteristica del blocco al momento dell'impatto
v_d	m/s	Velocità di progetto del blocco al momento dell'impatto
k	m	Coefficiente di forma definito mediante la teoria di Prandl (Li & Chen, 2003)
α	°	Angolo d'inclinazione della sponda del rilevato lato monte
β	°	Angolo d'inclinazione della sponda del rilevato lato valle
γ_s	kN/m^3	Peso specifico del terreno
γ_{h_i}	—	Fattore di sicurezza parziali relativo all'altezza di impatto
γ_m	—	Fattore di sicurezza parziale relativo alla massa del blocco
γ_v	—	Fattore di sicurezza parziale relativo alla velocità del blocco
γ_E	—	Fattore di sicurezza parziale relativo all'energia del blocco all'impatto
δ	m	Penetrazione sul paramento di monte del rilevato
δ_{md}	m	Massima penetrazione ammissibile sul paramento di monte del rilevato
δ_{vd}	m	Massima deformazione ammissibile sul paramento di valle del rilevato
$d\mu$	°	Rotazione infinitesima rigida all'interno del rilevato
ν	—	Rapporto di Poisson

Simbolo	Unità di misura	Parametro
ϑ	°	Angolo tra la velocità del blocco e il piano d'impatto
ξ	m	Estrusione massima a valle (in direzione trasversale)
σ_d	Pa	Resistenza a compressione non confinata del materiale impattato
σ_y	Pa	Tensione di snervamento
τ	Pa	Tensione di taglio
ρ	kg/m ³	Densità del proiettile/blocco
ρ_0	kg/m ³	Densità del mezzo bersaglio
φ	°	Angolo di attrito interno del terreno
ψ	°	Angolo di diffusione dell'impatto
ω	rad/s	Velocità angolare del blocco/proiettile
$\Delta_{C,G}$	m	Innalzamento del baricentro della barriera rigida
$\Delta_{C,G,critico}$	m	Innalzamento critico del baricentro della barriera rigida
A_a	m ²	Area del rilevato (misurata in sezione verticale) resistente all'impatto
A_p	m ²	Area della sezione del corpo penetrante (proiettile/blocco)
B	m	Base di una fondazione superficiale equivalente
C	kg/s	Matrice degli elementi viscosi-dissipativi
COR	–	Coefficiente di restituzione globale
D	m	Diametro del masso equivalente sferico di progetto
E	Pa	Modulo di Young del rilevato o del mezzo bersaglio
E_s	Pa	Modulo di Young del blocco o proiettile
E^*	–	Energia adimensionalizzata introdotto dalle ONR Austriache
E_k	J	Energia cinetica del proiettile o del masso caratteristica
$E_{k,max}$	J	Capacità ultima di assorbimento energetico del rilevato
E_{k0}, E_{k1}	J	Rispettivamente l'energia cinetica prima e dopo l'urto espresse in un bilancio energetico
E_d	J	Energia cinetica del proiettile o del masso di progetto
E_p	J	Energia potenziale
F	N	Forza generica
F_{max}	N	Forza massima esercitata dal proiettile/masso durante l'impatto
FB	m	Tolleranza in altezza ossia il bordo libero da aggiungere come margine di sicurezza all'altezza del rilevato
G	MPa	Modulo di taglio
G_{dyn}	MPa	Modulo di taglio dinamico a grandi deformazioni
H	m	Altezza del rilevato
H_t	m	Altezza di caduta per la valutazione della compattazione dinamica
I_θ	m ⁴	Momento d'inerzia del corpo bersaglio
K	N/m	Matrice di rigidità
\underline{K}	N/m	Resistenza/rigidità del terreno
L_p	J	Lavoro di dissipazione compiuto dal mezzo bersaglio per fermare il corpo impattante
M	kg	Massa della barriera rigida o del rilevato
M_E	Pa	Modulo di reazione di un terreno ottenuto con prova di carico su piastra
N	–	Fattore di forma



Simbolo	Unità di misura	Parametro
N_γ, N_q	—	Coefficienti di capacità portante
R	m	Raggio del masso/proiettile impattante
\underline{R}	MPa	Coefficiente di forma (Li & Chen, 2003)
R_n	-	Coefficiente di restituzione normale
R_t	-	Coefficiente di restituzione tangenziale
R_ω	-	Coefficiente di restituzione rotazionale
R_{TE}	-	Coefficiente di restituzione energetico
W	N	Forza peso del proiettile/blocco